

ARMIERTER BETON.

1915. FEBRUAR.

INHALT

Versuche von C. Bach und O. Graf mit bewehrten und unbewehrten Betonkörpern, die durch zentrischen und exzentrischen Druck belastet wurden. Von C. Bach. S. 31.

Über die Spannungen und Formänderungen von Körpern, für die das Hookesche Gesetz nicht gilt. Von Dipl.-Ing. Johannes Petermann (Berlin-Charlottenburg). (Schluß von S. 22.) S. 39.

Die Berechnung von Rippenkuppeln mit oberem und unterem Ringe. Von Axel Bendixsen (Java). S. 45. Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbaumeister R. Schöber (Dresden). S. 49.

Wirtschaftliche Rundschau: Strafbare Nachlässigkeit beim Bau von Betondecken. S. 53. — Drei Monate Gefängnis wegen fünf Minuten unerlaubten Sprengstoffbesitzes. S. 54.

Bücherbesprechungen. S. 54.

VERSUCHE VON C. BACH UND O. GRAF MIT BEWEHRTEN UND UNBEWEHRTEN BETONKÖRPERN, DIE DURCH ZENTRISCHEN UND EXZENTRISCHEN DRUCK BELASTET WURDEN.

Von C. Bach.

(Die folgenden Mitteilungen sind ein Auszug aus dem ausführlichen Bericht, der in Heft 166 bis 169 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein Deutscher Ingenieure, erschienen ist.)

Die Untersuchungen gehören zu denjenigen, welche der Eisenbetonausschuß der Jubiläumstiftung der deutschen Industrie der Materialprüfungsanstalt an der Königl. Technischen Hochschule in Stuttgart übertragen hat¹⁾. Der Entwurf zu dem Arbeitsplan ist von dem Anreger der Versuche, Herrn Professor Dr.-Ing. Moersch, Direktor der Firma Wayss & Freytag, A.-G., im Einvernehmen mit der Materialprüfungsanstalt aufgestellt worden.

A) Bauart der Versuchskörper.

1. Körper mit Eiseneinlagen.

Bei den bewehrten Körpern sind drei Gruppen zu unterscheiden, und zwar:

1. Körper auf der einen Seite mit 4 Längseisen aus 16 mm Rundeisen, Bauart nach Fig. 1 (Belastung in der Körperachse), und Fig. 2 (Belastung außerhalb der Körperachse).

2. Körper auf beiden Seiten mit je 4, insgesamt mit 8 Längseisen aus 16 mm Rundeisen, Bauart nach Fig. 3 u. 4 (die Längseisen sind außen schraubenförmig umwunden, innen durch Bügel verbunden) und Fig. 5 (die Längseisen sind außen durch Umfangsbügel, innen durch Querbügel verbunden).

3. Körper auf beiden Seiten mit je 4, insge-

samt mit 8 Längseisen aus 22 mm Rundeisen, Bauart nach Fig. 6 u. 7.

Von den Körpern Ziff. 1 (auf der einen Seite 4 Längseisen aus 16 mm Rundeisen) wurden hergestellt:

- a) 3 Körper nach Fig. 1:
Belastung in der Körperachse gemäß Fig. 8;
- b) 3 Körper nach Fig. 2:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 10,
 $e = 200$ mm;
- c) 3 Körper nach Fig. 2:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 11,
 $e = 300$ mm;
- d) 3 Körper nach Fig. 2:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 12,
 $e = 500$ mm.

Von den Körpern Ziff. 2 (auf beiden Seiten je 4 Längseisen aus 16 mm Rundeisen) gelangten zur Herstellung:

- a) 3 Körper nach Fig. 3:
Belastung in der Körperachse gemäß Fig. 8;
- b) 2 Körper nach Fig. 4:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 9,
 $e = 100$ mm;
- c) 3 Körper nach Fig. 4:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 10,
 $e = 200$ mm;
- d) 2 Körper nach Fig. 4:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 11,
 $e = 300$ mm;
- e) 2 Körper nach Fig. 4:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 12,
 $e = 500$ mm;
ferner:
- f) 3 Körper nach Fig. 5:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 10,
 $e = 200$ mm.

¹⁾ Über die früher im Auftrage des Eisenbetonausschusses der Jubiläumstiftung der deutschen Industrie und mit Geldmitteln dieser Stiftung ausgeführten Untersuchungen ist in den Heften 22, 29, 39, 45 bis 47, 90, 91, 122 und 123 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten berichtet.

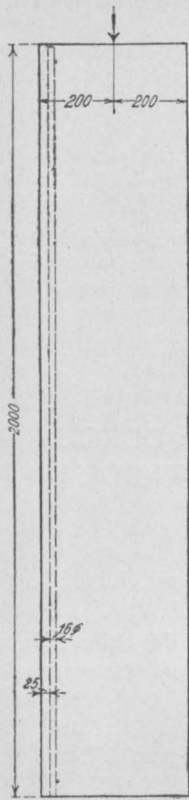


Fig. 1.*)

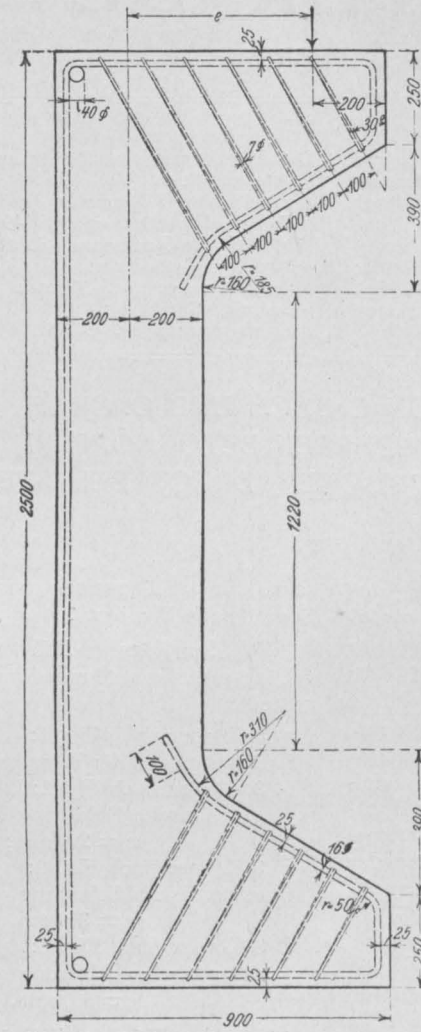
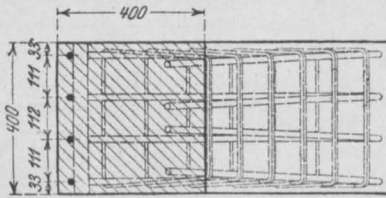


Fig. 2.



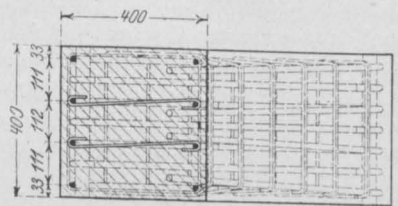
4 Längseisen 16φ



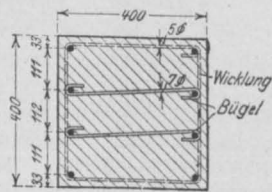
*) Grundriß zu Fig. 1.



Fig. 4.



8 Längseisen 16φ



**) Grundriß zu Fig. 3.

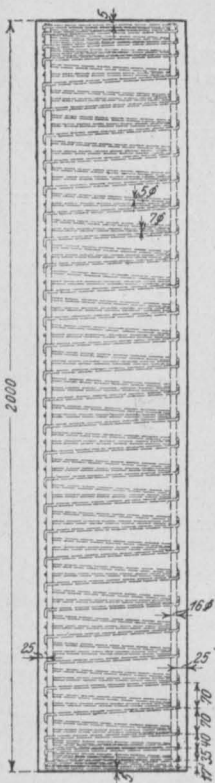


Fig. 3.**)

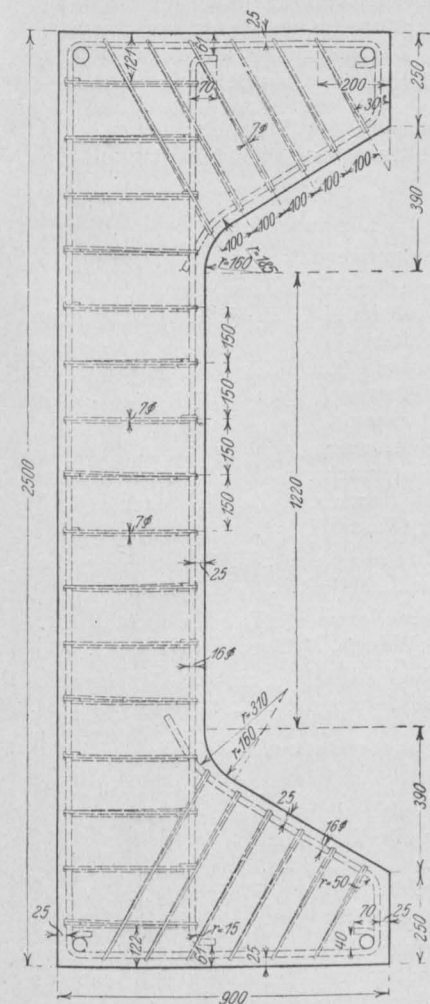
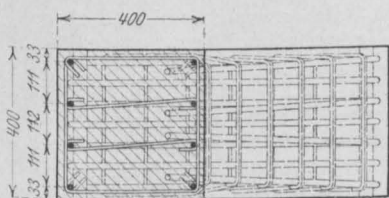


Fig. 5.



8 Längseisen 16

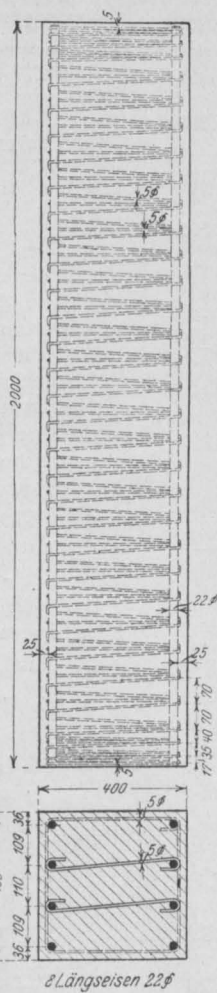


Fig. 6.



Fig. 8.

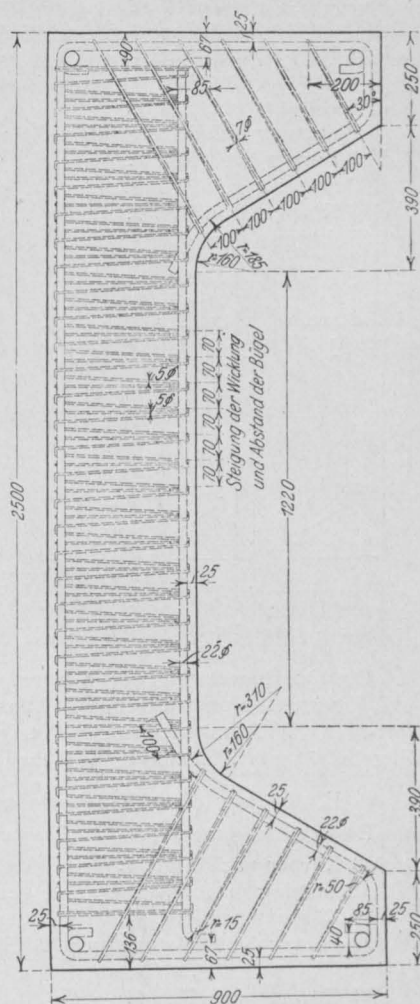
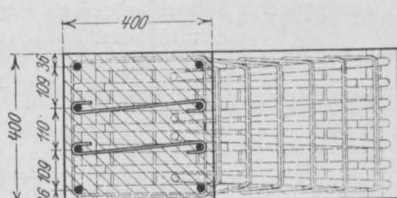


Fig. 7.



8 Längseisen 22

Die Querbewehrung der Körper nach Fig. 3 und 4 besteht im prismatischen Teil aus Spiralen, das heißt schraubenförmigen Wicklungen von 5 mm Rundeisen (70 mm Steigung), sowie aus Bügeln von 7 mm Rundeisen (70 mm Abstand). Fig. 13 zeigt die Bewehrung eines Körpers nach Fig. 4.

Die Körper nach Fig. 5 sind auf Antrag des

Herrn Direktors Dr.-Ing. Koenen ausgeführt worden, sie erhielten statt der schraubenförmigen Wicklung Umfangsbügel aus 7 mm Rundeisen. Der Abstand der Bügel beträgt 150 mm.

Von den Körpern Ziff. 3 (auf beiden Seiten je 4 Längseisen aus 22 mm Rundeisen) sind hergestellt worden:

- a) 3 Körper nach Fig. 6:
Belastung gemäß Fig. 8 $e = 0$;
- b) 2 Körper nach Fig. 7:
Belastung gemäß Fig. 9 $e = 100$ mm;
- c) 3 Körper nach Fig. 7:
Belastung gemäß Fig. 10. . . . $e = 200$ mm;
- d) 2 Körper nach Fig. 7:
Belastung gemäß Fig. 11. . . . $e = 300$ mm;
- e) 3 Körper nach Fig. 7:
Belastung gemäß Fig. 12. . . . $e = 500$ mm.

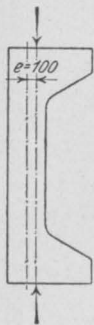


Fig. 9.

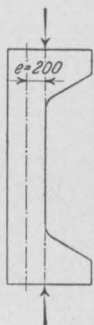


Fig. 10.

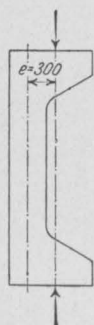


Fig. 11.



Fig. 12

Die Querbewehrung der Körper nach Fig. 6 und 7 besteht im prismatischen Teil aus schraubenförmigen Wicklungen (70 mm Steigung) und Bügeln (70 mm Abstand) von 5 mm Rundeisen.

II. Körper ohne Eiseneinlagen.

Es wurden hergestellt

- a) 3 Körper nach Fig. 14:
Belastung in der Körperachse gemäß Fig. 15;
- b) 4 Körper nach Fig. 14:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 16,
 $e = 100$ mm;
- c) 4 Körper nach Fig. 14:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 17,
 $e = 150$ mm;
- d) 3 Körper nach Fig. 14:
exzentrische Belastung gemäß Fig. 18,
 $e = 200$ mm.

Ferner wurden hergestellt:

53 Würfel von 30 cm Kantenlänge zur Ermittlung der Würfelfestigkeit des Betons; (Die Würfel wurden aus dem Beton von 52 verschiedenen Körpern gleichzeitig mit diesen hergestellt.)

7 Prismen mit quadratischem Querschnitt von rund 20 cm Seitenlänge und rund 80 cm Höhe zur Ermittlung der gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen unter verschiedenen Belastungen (Druckelastizität), sowie zur Bestimmung der Druckfestigkeit (Prismenfestigkeit) des Betons;

8 Körper mit quadratischem Querschnitt von rund 20 cm Seitenlänge und rund 145 cm Länge

zur Ermittlung der gesamten, bleibenden und federnden Verlängerungen unter verschiedenen Belastungen (Zugelastizität), sowie zur Bestimmung der Zugfestigkeit des Betons.

B) Baustoffe der Versuchskörper. Zusammensetzung und Würfelfestigkeit des Betons.

I. Baustoffe.

Es wurden verwendet:

Zement von den Portlandzementwerken Heidelberg und Mannheim A.-G. in Heidelberg, in einer Lieferung erhalten.

Rheinsand und Rheinkies aus der Nähe von Speyer, geliefert von Wayss & Freytag, A.-G. in Neustadt a. d. Haardt.

Die in Zeiträumen von mehreren Monaten wiederholte Untersuchung des Zements lieferte nach den alten Normen (1 Tag in feuchter Luft, 27 Tage unter Wasser)

die mittlere Zugfestigkeit. . . zu 30,3–34,0 kg/qcm,

„ „ Druckfestigkeit. . . „ 360–375 „ ;

nach den neuen Normen (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser, 21 Tage an der Luft):

die mittlere Zugfestigkeit. . . zu 44,0–54,1 kg/qcm,

„ „ Druckfestigkeit. . . „ 437–468 „ .

II. Zusammensetzung des Betons.

Sie betrug

1 Raumteil Portlandzement,

2 Raumteile Rheinsand,

3 „ Rheinkies,

9,2 Gewichtsprocente Wasser (Hundertteile vom Gewicht der trockenen Stoffe).

Die Wassermenge liegt zwischen Wasserzusatz α , d. i. ein solcher, welcher für Eisenbeton nicht wohl unterschritten werden darf, und Wasserzusatz β , d. i. ein solcher, welcher als die obere Grenze für die gewöhnliche Verwendung bei Eisenbeton anzusehen ist¹⁾.

III. Würfelfestigkeit des Betons.

Die Würfelfestigkeit (Druck senkrecht zur Stampfrichtung), ermittelt an 53 Würfeln von 30 cm Kantenlänge, betrug im Alter von rund 45 Tagen 225 kg/qcm.

C. Durchführung der Versuche.

Das Alter der Körper am Prüfungstag betrug rund 45 Tage.

Die Versuchseinrichtung ist in Fig. 19 u. 20 mit einem Körper zur Prüfung bei $e = 500$ mm dargestellt. Wie bemerkt, erstreckten sich die Untersuchungen auf Körper mit $e = 0, 100, 150, 200, 300$ und 500 mm.

¹⁾ Vergl. Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 72 bis 74 S. 6 u. S. 15, Fußbemerkung 1.

Die Belastung erfolgte an der oberen und unteren Fläche der Versuchskörper durch eiserne Schuhe, die sich auf sorgfältig bearbeitete Walzenlager (mit Ölschmierung) stützen. Die letzteren legen sich gegen die kugelig gelagerten Druckplatten der Maschine. Die Kugelflächen wurden sorgfältig mit dickem Öl geschmiert, derart, daß bei der Bewegung der Kugelflächen gegeneinander mit ausreichender Sicherheit auf das Vorhandensein nur von Flüssigkeitsreibung zu rechnen war. Zum Transport des Körpers beim Einbauen und Ausbauen, ferner während der Prüfung als Sicherheits-

1. die Belastung, unter welcher sich die ersten Risse einstellen (im folgenden kurz „Rißbildungslast“ genannt); ferner das Fortschreiten der Risse mit steigender Last;

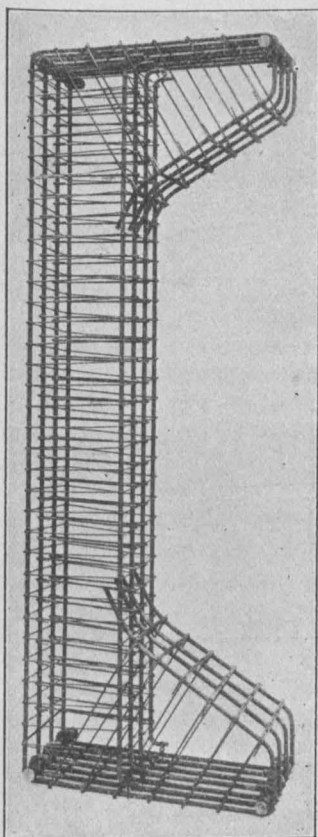


Fig. 13.

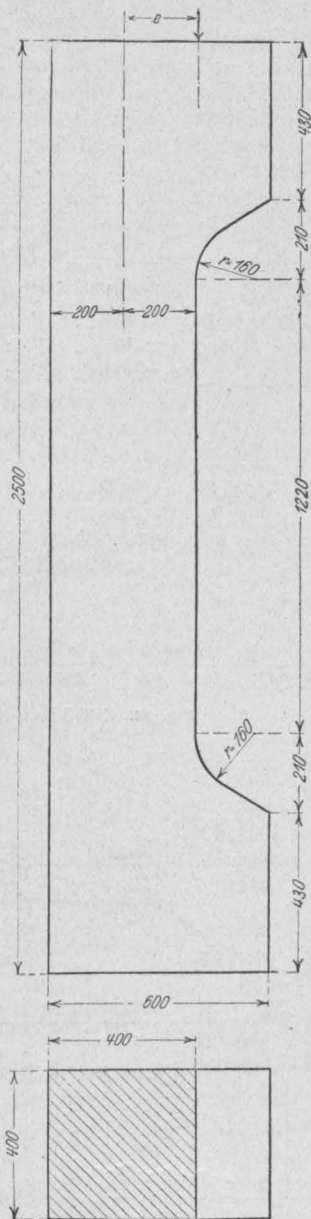


Fig. 14.

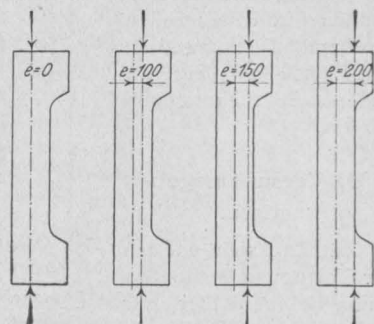


Fig. 15.

Fig. 16.

Fig. 17.

Fig. 18.

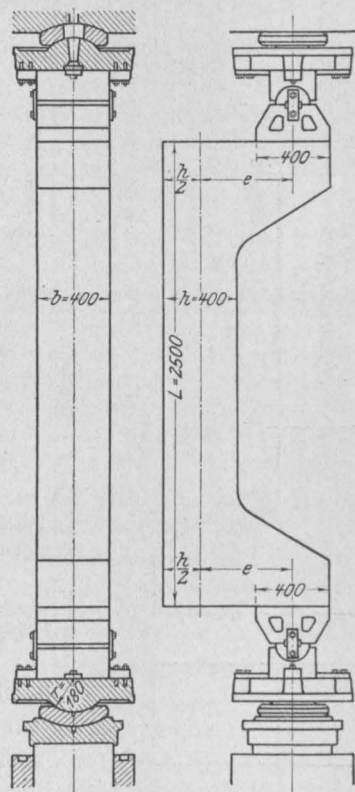


Fig. 19.

Fig. 20.

einrichtung, diente ein Gehänge, das am oberen Ende des Körpers angebracht war und dessen Beweglichkeit nicht beeinträchtigte.

Beobachtet wurden an den Körpern nach Fig. 1 bis 7 und an den Körpern nach Fig. 14:

2. die Höchstlast, d. i. diejenige Last, durch welche die Widerstandsfähigkeit der Körper erschöpft wurde;

3. die gesamten, bleibenden und federnden Dehnungen an der Fläche aa (Fig. 21), das sind

Zusammendrückeungen bei zentrisch belasteten Körpern und Verlängerungen bei Körpern unter exzentrischem Druck, falls die Exzentrizität ausreichend groß ist, auf die Erstreckung von 100 cm;

4. die gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückeungen an der Fläche bb (Fig. 21) auf die Erstreckung von 100 cm.

D. Versuchsergebnisse.

Mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum können hier nur einige wesentliche Ergebnisse angedeutet werden.

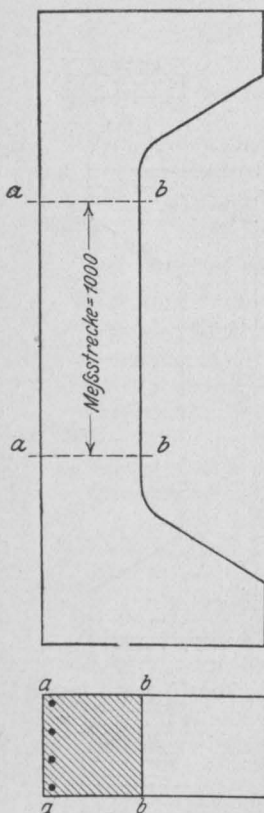


Fig. 21.

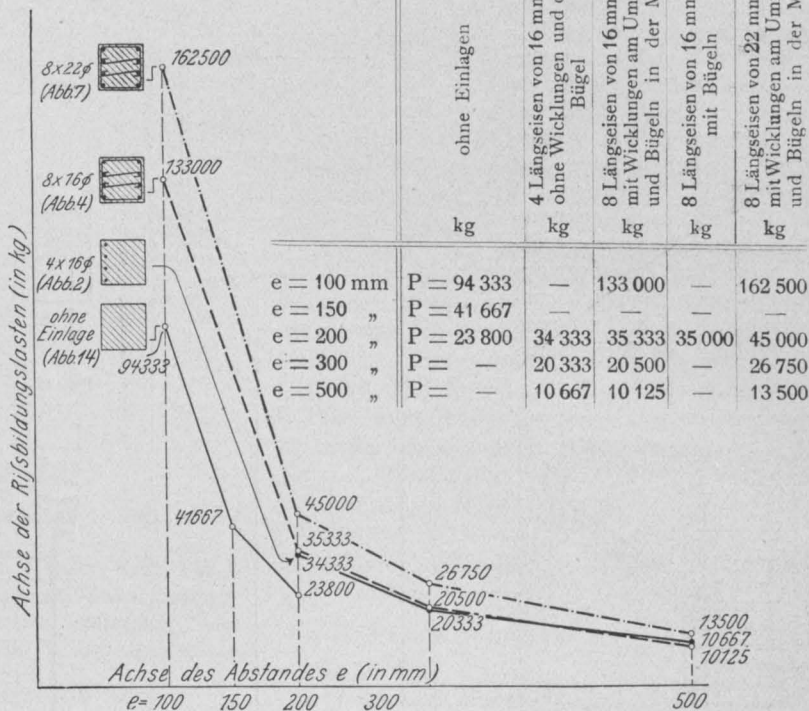
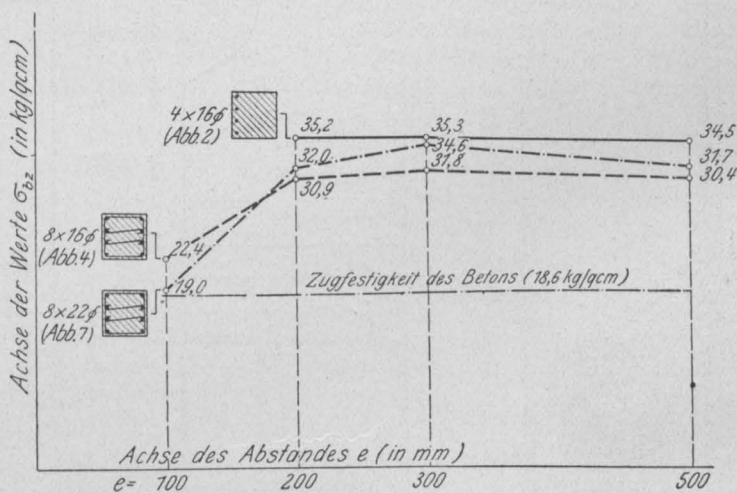


Fig. 22. Rißbildungslasten.

Fig. 23. σ_{bz} unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses.

1. Rißbildungslasten.

a) Die Rißbildungslasten, das sind die Belastungen, unter denen die ersten Risse im Beton der Zugzone beobachtet wurden, betragen im Mittel bei den Körpern

In Fig. 22 sind die Ergebnisse der Versuche mit den Körpern nach Fig. 14, 2, 4 und 7 zeichnerisch dargestellt. Die Darstellung gibt ein anschauliches Bild der Abnahme der Rißbildungslast mit Zunahme von e .

Die höchsten Reißbildungslasten lieferten die Körper nach Fig. 7 (mit 8 Längsstäben aus 22 mm Rundeisen); dann folgen die Körper nach Fig. 4 (mit 8 Längsstäben aus 16 mm Rundeisen).

Die Reißbildungslasten der Körper nach Fig. 4 unterscheiden sich nur sehr wenig von denen der Körper nach Fig. 2 (4 Längsstäbe aus 16 mm Rundeisen). Dieses Ergebnis zeigt, daß die Wicklungen und Bügel, sowie die Einlagen in der Druckzone der Körper nach Fig. 4 ohne ausgeprägten Einfluß auf die Größe der Reißbildungslasten waren¹⁾.

Die Reißbildungslasten sind bei den unbewehrten Körpern nach Fig. 14 bedeutend kleiner ausgefallen als bei den bewehrten (vergl. unter b).

b) Die Steigerung der Reißbildungslast durch die Eiseneinlagen beträgt

bei $e = 100$ mm:

a) durch 4 Einlagen von 16 mm \varnothing in der Zugzone der Körper nach Fig. 4 ($f_e = 8,12$ qcm)
133 000 — 94 333 = 38 667 kg,

das ist

$$\frac{38\,667}{8,12} = 4762 \text{ kg auf 1 qcm Eisenquerschnitt;}$$

β) durch 4 Einlagen von 22 mm \varnothing in der Zugzone der Körper nach Fig. 7 ($f_e = 15,30$ qcm)
162 500 — 94 333 = 68 167 kg,

das ist

$$\frac{68\,167}{15,30} = 4455 \text{ kg auf 1 qcm Eisenquerschnitt;}$$

bei $e = 200$ mm:

a) durch 4 Einlagen von 16 mm \varnothing in den Körpern nach Fig. 2 ($f_e = 8,21$ qcm)
34 333 — 23 800 = 10 533 kg,

das ist

$$\frac{10\,533}{8,21} = 1283 \text{ kg auf 1 qcm Eisenquerschnitt;}$$

β) durch 4 Einlagen von 16 mm \varnothing in der Zugzone der Körper nach Fig. 4 ($f_e = 8,17$ qcm)
35 333 — 23 800 = 11 533 kg,

das ist

$$\frac{11\,533}{8,17} = 1412 \text{ kg auf 1 qcm Eisenquerschnitt;}$$

γ) durch 4 Einlagen von 16 mm \varnothing in der Zugzone der Körper nach Fig. 5 ($f_e = 8,20$ qcm)
35 000 — 23 800 = 11 200 kg,

das ist

$$\frac{11\,200}{8,20} = 1366 \text{ kg auf 1 qcm Eisenquerschnitt;}$$

δ) durch 4 Einlagen von 22 mm \varnothing in der Zugzone der Körper nach Fig. 7 ($f_e = 15,26$ qcm)
45 000 — 23 800 = 21 200 kg,

¹⁾ Daß die Aufgabe der Wicklungen und Bügel in Körpern nach Fig. 4 in erster Linie darin besteht, die Längseisen in der richtigen Lage zu halten, ist aus früheren Versuchen bekannt.

das ist

$$\frac{21\,200}{15,26} = 1389 \text{ kg auf 1 qcm Eisenquerschnitt.}$$

Die Zunahme der Reißbildungslast durch 1 qcm Eisenquerschnitt in der Zugzone ist somit bei gleicher Größe von e für die Körper nach Fig. 7 (22 mm Rundeisen) und für die Körper nach Fig. 2, 4 u. 5 (16 mm Rundeisen) nicht ausgeprägt verschieden ermittelt worden. 1 qcm Querschnitt der 22 mm Rundeisen erwies sich hiernach in bezug auf die Erhöhung der Reißbildungslast ebenso wirksam wie 1 qcm Querschnitt der 16 mm Rundeisen.

2. Zugspannung σ_{bz} des Betons unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses.

a) Unter Zugrundelegung der im Bericht angegebenen Gleichungen und unter Annahme von $n = 15$ fand sich im Mittel bei den Körpern:

	nach Fig. 14	nach Fig. 2	nach Fig. 4	nach Fig. 5	nach Fig. 7
	ohne Einlagen	4 Längseisen von 16 mm \varnothing , ohne Wicklungen und Bügel	8 Längseisen von 16 mm \varnothing , mit Wicklungen und Bügeln	8 Längseisen von 16 mm \varnothing , mit Bügeln	8 Längseisen von 22 mm \varnothing , mit Wicklungen und Bügeln
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
$e = 100$ mm	$\sigma_{bz} = 28,6$	—	22,4	—	19,0
$e = 150$ "	$\sigma_{bz} = 31,4$	—	—	—	—
$e = 200$ "	$\sigma_{bz} = 29,0$	35,2	30,9	30,1	32,0
$e = 300$ "	$\sigma_{bz} = —$	35,3	31,8	—	34,6
$e = 500$ "	$\sigma_{bz} = —$	34,5	30,4	—	31,7

Die Ergebnisse der Körper nach Fig. 2, 4 u. 7 sind in Fig. 23 zeichnerisch dargestellt.

b) Bei den bewehrten Körpern nach Fig. 4 u. 7 sind die Werte σ_{bz} für $e = 100$ mm erheblich kleiner ausgefallen als für $e = 200, 300$ und 500 mm, nämlich

bei den Körpern nach Fig. 4 zu 22,4 kg/qcm bei $e = 100$ mm,

gegen 30,9, 31,8 und 30,4 kg/qcm

bei $e = 200, 300$ und 500 mm;

bei den Körpern nach Fig. 7 zu 19,0 kg/qcm bei $e = 100$ mm,

gegen 32,0, 34,6 und 31,7 kg/qcm

bei $e = 200, 300$ und 500 mm.

Vergl. dazu im Bericht S. 44 Fußbemerkung 2.

c) Bei $e = 200, 300$ und 500 mm fanden sich die Mittelwerte σ_{bz} für Körper gleicher Bauart nur wenig verschieden, nämlich:

für die Körper nach Fig. 2:

zu $\sigma_{bz} = 34,5$ bis $35,3$ kg/qcm,

für die Körper nach Fig. 4:

zu $\sigma_{bz} = 30,4$ bis $31,8$ kg/qcm,

für die Körper nach Fig. 7:

zu $\sigma_{bz} = 31,7$ bis $34,6$ kg/qcm.

Bei den bewehrten Körpern mit geringer Exzentrizität ($e = 100$ mm) fand sich somit σ_{bz} nur wenig größer als die Zugfestigkeit; bei größerer Exzentrizität ist σ_{bz} erheblich größer ausgefallen, etwa in dem Maße, wie dies von Biegungsversuchen bekannt ist.

Bei weiterer Beurteilung der Ergebnisse werden namentlich die Voraussetzungen der Gleichungen zu beachten sein, mit denen die Werte σ_{bz} erlangt wurden (vergl. im Bericht S. 44, Fußbemerkung 2).

3. Spannungen σ_e und σ_b unter der Rißbildungslast.

a) Mit den im Bericht wiedergegebenen Gl. (14) u. (17) (Körper nach Fig. 2), sowie den Gl. (33) u. (36) (Körper nach Fig. 4, 5 und 7), in denen die Spannungen des Betons in der Zugzone nicht berücksichtigt sind, wurde unter Zugrundelegung von $n = 15$ für die Rißbildungslasten ermittelt bei den Körpern:

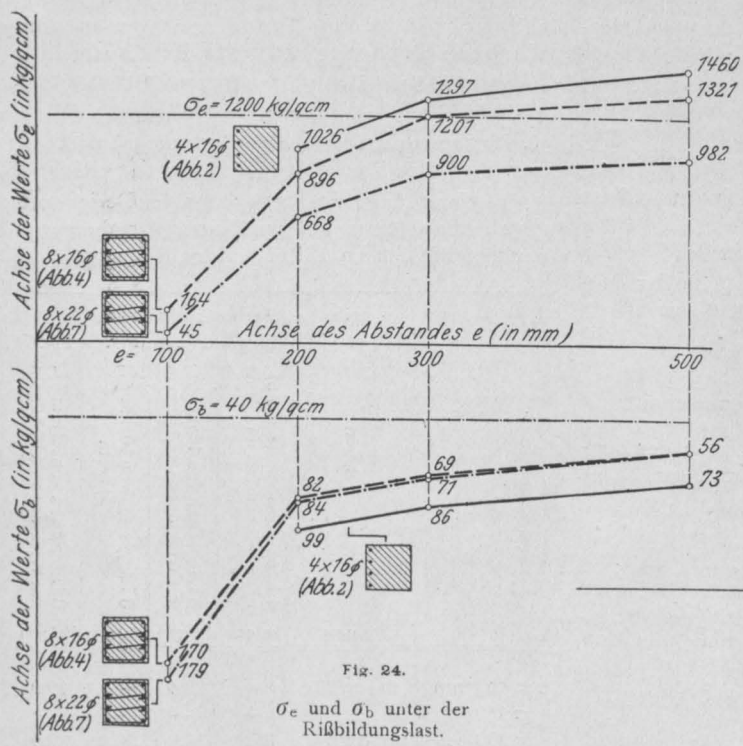


Fig. 24.

σ_e und σ_b unter der Rißbildungslast.

d) Bei den unbewehrten Körpern ergab sich kein ausgeprägter Einfluß des Abstandes e auf die Größe von σ_{bz} . Die Mittelwerte σ_{bz} der unbewehrten Körper schwanken zwischen $28,6$ kg/qcm ($e = 100$ mm) und $31,4$ kg/qcm ($e = 150$ mm).

e) In Fig. 23 ist eine wagerechte Gerade eingezeichnet, welche die Größe der Zugfestigkeit K_z des Betons angibt ($18,6$ kg/qcm).

Das Verhältnis $\sigma_{bz} : K_z$ beträgt bei den Körpern:

	nach Fig. 14	nach Fig. 2	nach Fig. 4	nach Fig. 5	nach Fig. 7
$e = 100$ mm . . .	1,54	—	1,20	—	1,02
$e = 150$ " . . .	1,69	—	—	—	—
$e = 200$ " . . .	1,56	1,89	1,66	1,62	1,72
$e = 300$ " . . .	—	1,90	1,71	—	1,86
$e = 500$ " . . .	—	1,85	1,63	—	1,70

	nach Fig. 2	nach Fig. 4	nach Fig. 5	nach Fig. 7
4 Längseisen von 16 mm ϕ , ohne Wicklungen und ohne Bügel	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
8 Längseisen von 16 mm ϕ , mit Wicklungen und Bügeln	—	—	—	—
8 Längseisen von 16 mm ϕ , mit Bügeln	—	—	—	—
8 Längseisen von 22 mm ϕ , mit Wicklungen und Bügeln	—	—	—	—

die Zugspannung σ_e der Eiseneinlagen:

für $e = 100$ mm zu . .	—	164	—	45
" $e = 200$ " " " . .	1026	896	884	668
" $e = 300$ " " " . .	1297	1201	—	900
" $e = 500$ " " " . .	1460	1321	—	982

die Druckspannung σ_b des Betons:

für $e = 100$ mm zu . .	—	170	—	179
" $e = 200$ " " " . .	99	82	81	84
" $e = 300$ " " " . .	86	69	—	71
" $e = 500$ " " " . .	73	56	—	56

Die Ergebnisse der Körper nach Fig. 2, 4 u. 7 finden sich in Fig. 24 zeichnerisch dargestellt.

In Fig. 24 finden sich ferner noch zwei horizontale Gerade eingezeichnet, die obere gilt für $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$, die untere für $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$. Werden diese beiden Werte als zulässige An-

strengungen angenommen, so zeigt Fig. 24, daß σ_b unter der Reißbildungslast in allen Fällen größer als 40 kg/qcm ermittelt wurde, d. h. unter der Last, bei der die Druckspannung $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ betrug, besaßen die Körper noch keine Risse.

(Schluß folgt.)

ÜBER DIE SPANNUNGEN UND FORMÄNDERUNGEN VON KÖRPERN, FÜR DIE DAS HOOKESCHE GESETZ NICHT GILT.

Von Dipl.-Ing. Johannes Petermann (Berlin-Charlottenburg).

(Schluß von S. 22.)

Zahlenbeispiel.

Es wird dasselbe Material gewählt wie im Zahlenbeispiel des ersten Abschnitts.

Nach Gl. (20) werden dann für gewählte Werte x_2 die zugehörigen x_e errechnet (s. Tabelle 4). Nun werden die Konstanten für die drei Näherungsformeln 21–23 bestimmt und für die durch die genaue Rechnung erhaltenen x_e mit Hilfe dieser drei Formeln die zugehörigen x_2 ermittelt. Es hat sich dabei herausgestellt, daß die Ergebnisse der beiden ersten Formeln mit ziemlich beträchtlichen Fehlern behaftet sind, daß die der dritten jedoch recht befriedigend sind. Es seien daher nur diese letzteren hier wiedergegeben. Für die Konstanten dieser Formel ergaben sich nach den Gl. (26a–c) folgende Werte:

$$\begin{aligned} a &= 0,479\,56 \\ b &= 0,078\,062 \\ c &= 0,207\,63. \end{aligned}$$

Es ist also

$$x_2^{\text{VII}} = 0,479\,56 + \frac{0,078\,062}{x_e} + 0,207\,63 x_e.$$

Tabelle 4.

x_2	x_e	x_2^{VII}	$\frac{x_2^{\text{VII}} - x_2}{x_2} \cdot 100$
1,0	0,1589	1,003 81	+ 0,381
1,1	0,1312	1,101 78	+ 0,162
1,2	0,1120	1,199 59	– 0,034
1,4	0,0867	1,397 93	– 0,148
1,7	0,0649	1,695 84	– 0,245
2,0	0,0519	1,994 42	– 0,279
2,5	0,0389	2,494 38	– 0,225
3	0,0311	2,996 05	– 0,132
4	0,0222	4,000 48	+ 0,012
6	0,0141	6,018 80	+ 0,313
10	0,0082	10,001 02	+ 0,010
20	0,0040	19,995 89	– 0,021

Die Tabelle 4 zeigt die gute Übereinstimmung zwischen den Werten x_2^{VII} und den genauen x_2 . Die Werte der ersten beiden Spalten sind in Fig. 4 aufgetragen.

Die Genauigkeit von Formel VII ist danach praktisch vollkommen ausreichend, ihr Fehler ist kleiner als 0,4%.

Es bleibt jetzt nur noch übrig, für den Ausdruck in Gl. (28)

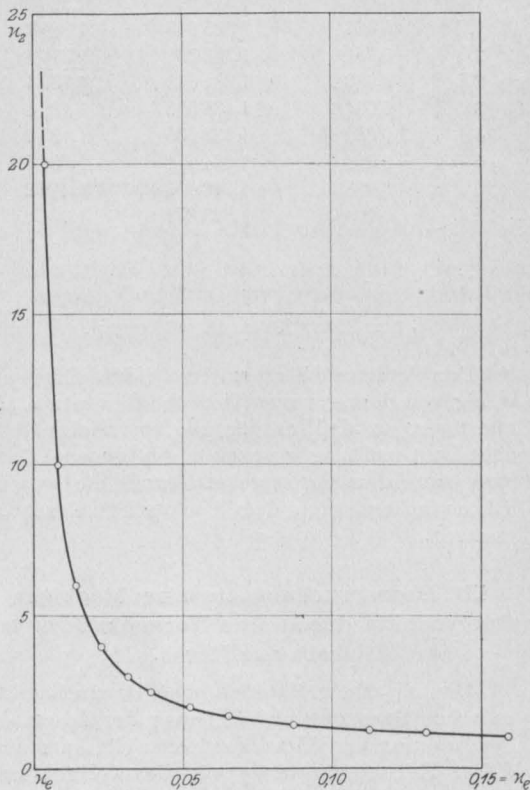


Fig. 4.

$$f(x_2) = \frac{n+1}{n} \cdot \frac{1}{x_2^n} - \frac{\frac{n+1}{x_2^n} - \frac{n+1}{(x_2-1)^n}}{n}$$

eine Tabelle aufzustellen. Es ist das geschehen für das Material unseres Beispiels in Tabelle 5; dort sind auch zum Vergleich mit den Ergebnissen des Hookeschen Gesetzes die Werte $(1+6x_e)$ eingetragen.

Ist beispielsweise für den Querschnitt eines Betonbogens ohne Eiseneinlagen

$$\sigma' = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } x_e = 0,1589,$$

so ist die wirklich auftretende größte Randspannung

$$\sigma_2 = 25 \cdot 1,9314 = 48,285 \text{ kg/cm}^2.$$

Tabelle 5.

x_2	x_e	$f(x_2)$	$1+6x_e$
1,0	0,1589	1,931420	1,9534
1,1	0,1312	1,773111	1,7872
1,2	0,1120	1,661711	1,6720
1,4	0,0867	1,514291	1,5202
1,7	0,0649	1,385840	1,3894
2,0	0,0519	1,308854	1,3114
2,5	0,0389	1,231842	1,2334
3	0,0311	1,185596	1,1866
4	0,0222	1,132685	1,1332
6	0,0141	1,084514	1,0846
10	0,0082	1,048968	1,0492
20	0,0040	1,023871	1,0240

Nach dem Hookeschen Gesetz

$$\sigma_2 = 25 \cdot 1,9534 = 48,835 \text{ kg/cm}^2.$$

Der letztere Wert unterscheidet sich sehr wenig von dem genauen, ist überdies etwas ungünstiger, so daß es für alle praktischen Fälle unbedingt zulässig erscheint, die genaue Rechnung nach dem Potenzgesetz durch die wesentlich einfachere nach dem Hookeschen Gesetz zu ersetzen.

III. Beanspruchung eines rechteckigen Querschnitts durch eine Normalkraft außerhalb des Kerns.

Da bei einem Material ohne Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung das Gesetz von der Addition der Wirkungen nicht gilt, kann auch dieser Fall ebensowenig wie der vorige durch Zerlegung — Ersatz der exzentrischen Druckkraft

durch eine zentrische und ein Moment — untersucht werden. Der Vollständigkeit wegen ist versucht worden, auch hier die Beziehungen zwischen den Randspannungen und den wirkenden Kräften festzustellen, es ist aber leider nicht gelungen, eine bequeme Lösung zu finden.

Es ist

$$\text{für Druck } \epsilon_d = \alpha_2 \sigma^n,$$

$$\text{„ Zug } \epsilon_z = \alpha_1 \sigma^m,$$

$$\sigma_d = \sigma_2 \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_2} \right)^{\frac{1}{n}} = \sigma_2 \left(\frac{y}{y_2} \right)^{\frac{1}{n}}$$

$$\sigma_z = \sigma_1 \left(\frac{y}{y_1} \right)^{\frac{1}{m}}.$$

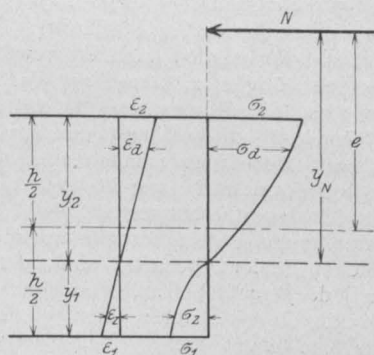


Fig. 5.

Die Gleichgewichtsbedingung für die Normalkräfte ergibt:

$$\begin{aligned} N &= b \int \sigma_d dy - b \int \sigma_z dy \\ &= b \sigma_2 \frac{1}{y_2^n} \int_0^{y_2} \frac{1}{y^n} dy - b \sigma_1 \frac{1}{y_1^m} \int_0^{y_1} \frac{1}{y^m} dy \\ &= \frac{n}{n+1} b \sigma_2 y_2 - \frac{m}{m+1} b \sigma_1 y_1 \dots \dots (30) \end{aligned}$$

Ferner ist

$$\sigma_2 = \left(\frac{\alpha_1}{\alpha_2} \right)^{\frac{1}{n}} \sigma_1^{\frac{m}{n}} \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^{\frac{1}{n}} \dots \dots (31)$$

$$h = y_1 + y_2 \dots \dots (32)$$

Die Gleichgewichtsbedingung für die Momente lautet:

$$\begin{aligned}
 N \cdot y_N &= b \int \sigma_d y \, dy + b \int \sigma_z y \, dy \\
 &= b \sigma_2 \frac{1}{\frac{1}{y_2^n} 0} \int y^{1+\frac{1}{n}} \, dy \\
 &\quad + b \sigma_1 \frac{1}{\frac{1}{y_1^m} 0} \int y^{1+\frac{1}{m}} \, dy \\
 &= \frac{n}{2n+1} b \sigma_2 y_2^2 + \frac{m}{2m+1} b \sigma_1 y_1^2
 \end{aligned} \quad (33)$$

Die Formeln sind der Form nach dieselben wie die im Abschnitt I für reine Biegungsbeanspruchung mit dem Unterschiede, daß dort $N=0$ ist und fortfällt. Die Auflösung ist infolgedessen hier noch komplizierter, so daß von einer weiteren Entwicklung vorläufig abgesehen wird.

Eine Näherungslösung wäre in der Weise möglich, daß man die Randspannung für eine Reihe von Werten $N_1, N_2, N_3 \dots N_n$ und $e_1, e_2, e_3 \dots e_n$ berechnet, dann eine Näherungsgleichung von der Form $\sigma = f(N, e)$ aufstellt, σ also als Funktion zweier unabhängigen Veränderlichen durch die Gleichung einer Fläche darstellt und die Konstanten dieser Näherungsformel nach der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt.

IV. Formänderung bei reiner Biegungsbeanspruchung.

Nach Mohr ist die Biegelinie das Seilpolygon für eine kontinuierliche Belastung, deren Ordinate gleich dem Kontingenzwinkel der elastischen Linie ist.

Es ist

$$w = d\alpha = \frac{A_1 - A_2}{h}$$

Wir benutzen die im Abschnitt I aufgestellte Näherungsformel III und setzen für die Randspannung

$$\begin{aligned}
 \text{auf der Zugseite} \quad \sigma_1 &= c_1 \sigma_0^\mu \\
 \text{Druckseite} \quad \sigma_2 &= c_2 \sigma_0^\nu
 \end{aligned}$$

Dann ist

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \alpha_1 c_1^m \sigma_0^{m\mu} dx \\
 A_2 &= -\alpha_2 c_2^n \sigma_0^{n\nu} dx
 \end{aligned}$$

und

$$\begin{aligned}
 w &= \frac{\alpha_1 c_1^m \sigma_0^{m\mu} + \alpha_2 c_2^n \sigma_0^{n\nu}}{h} dx \\
 &= \frac{2 \sigma_0}{h} \cdot \frac{\alpha_1 c_1^m \sigma_0^{m\mu-1} + \alpha_2 c_2^n \sigma_0^{n\nu-1}}{2} dx.
 \end{aligned}$$

Wir führen jetzt, um einen Vergleich mit den Ergebnissen des Hookeschen Gesetzes zu ermöglichen, einen Elastizitätsmodul E ein, der beliebig groß gewählt werden kann, und erhalten

$$w = \frac{M}{EJ} \varphi \quad (34)$$

worin ist

$$\begin{aligned}
 \varphi &= \frac{E}{2} [\alpha_1 c_1^m \sigma_0^{m\mu-1} + \alpha_2 c_2^n \sigma_0^{n\nu-1}] \\
 &= q_1 \sigma_0^{\mu_1} + q_2 \sigma_0^{\nu_2} \quad (35)
 \end{aligned}$$

hiervon ist

$$q_1 = \frac{E}{2} \alpha_1 c_1^m$$

$$q_2 = \frac{E}{2} \alpha_2 c_2^n$$

$$q_1 = m \mu - 1$$

$$q_2 = n \nu - 1.$$

Für die Größe q läßt sich für jedes Material eine Tabelle aufstellen.

Man hat dann nach Auftragung der $\frac{M}{EJ}$ -Fläche nur nötig, für einzelne Querschnitte die Spannung nach dem Hookeschen Gesetz σ_0 zu bestimmen, aus der Tabelle die zugehörigen Werte q zu entnehmen und mit ihnen die Ordinaten der $\frac{M}{EJ}$ -Fläche zu multiplizieren. Das zu dieser $\frac{M}{EJ}$ -Fläche gezeichnete Seilpolygon ist dann die Biegelinie,

Statt die $\frac{M}{EJ}$ -Fläche oder die M -Fläche mit q zu multiplizieren, kann man auch die J -Fläche durch q dividieren und erhält dann einen Balken mit veränderlichem $J_x = \frac{J}{\varphi_x}$, auf den dann das gewöhnliche Verfahren angewendet werden kann.

Zahlenbeispiel.

Das Material ist dasselbe wie bei den früheren Beispielen.

Es ist

$$\text{für Zug } \alpha_1 = \frac{1}{291\,536}, \quad m = 1,169\,813\,68$$

$$c_1 = 0,925\,393, \quad \mu = 0,978\,796\,44$$

$$\text{für Druck } \alpha_2 = \frac{1}{334\,436}, \quad n = 1,073\,629\,59$$

$$c_2 = 1,004\,596, \quad \nu = 1,024\,196\,04.$$

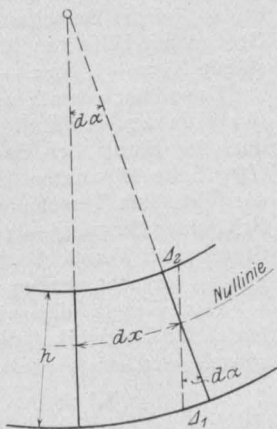


Fig. 6.

E wird gewählt zu $350\,000\text{ kg/cm}^2$; es ist das der Wert, den Faerber nach Durchbiegungsmessungen an einem Betongewölbe ermittelt hat (Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau 1911 S. 117).

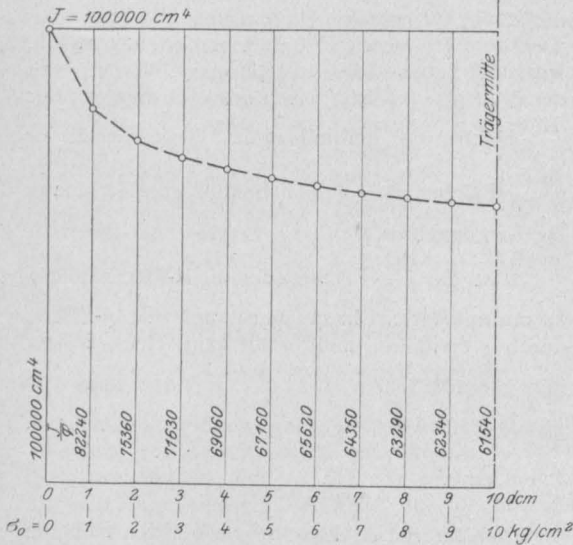
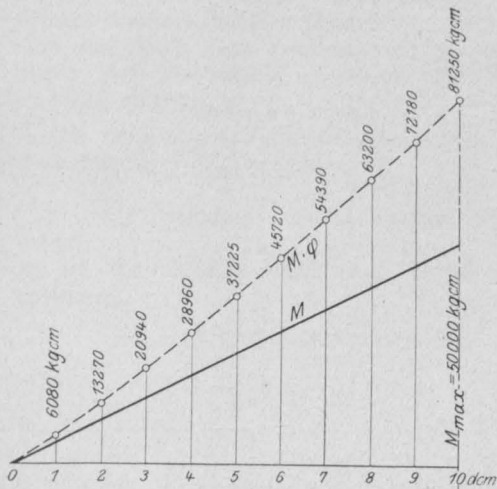


Fig. 7.

Danach ergibt sich

$$q_1 = 0,690\,165\,19$$

$$q_2 = 0,525\,853\,97$$

$$q_1 = 0,145\,009\,5$$

$$q_2 = 0,099\,607\,18.$$

Die sich hiernach ergebenden Werte für q sind in der folgenden Tabelle 6 zusammengestellt.

Tabelle 6.

σ_0	q	Δq	σ_0	q	Δq
1	1,216 02		11	1,644 88	0,019 72
2	1,326 58	0,110 56	12	1,663 10	0,018 22
3	1,396 02	0,069 44	13	1,680 0	0,016 9
4	1,447 55	0,051 53	14	1,695 9	0,015 9
5	1,488 88	0,041 33	15	1,710 8	0,014 9
6	1,523 54	0,034 66	16	1,724 8	0,014 0
7	1,553 50	0,029 96	17	1,738 1	0,013 3
8	1,579 93	0,026 43	18	1,750 8	0,012 7
9	1,603 64	0,023 71	19	1,762 9	0,012 1
10	1 625 16	0,021 52	20	1,774 4	0,011 5

Um ein Beispiel zu geben, ist in Fig. 7 für einen einfachen Balken von 2 m Stützweite, $J = 100\,000\text{ cm}^4$ und $W = 5000\text{ cm}^3$, der in der Mitte mit einer Einzellast von 1000 kg belastet ist, die halbe M- und die halbe $M \cdot q$ -Fläche aufgetragen, ebenso auch die halbe J- und die halbe $\frac{J}{q}$ -Fläche.

Durch Wahl eines anderen E ließe sich noch eine bessere Übereinstimmung zwischen den einzelnen Flächen — für die Ermittlung der Durchbiegung an einer bestimmten Stelle sogar volle Übereinstimmung — zwischen dem Ergebnis der genauen Rechnung und der nach dem Hookeschen Gesetz erzielen.

V. Zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme.

Da auf Körper, für die das Hookesche Gesetz nicht gilt, der Maxwellsche Satz von der Gegenseitigkeit der Formänderungen nicht anwendbar ist, so ist die Berechnung statisch unbestimmter Größen mit Hilfe von Biegelinien für die Zustände $X_a = -1$, $X_b = -1$ usw. nicht möglich.

Es soll nach dem Vorgange von Müller-Breslau (Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen, Leipzig 1886, Seite 150) unter Anwendung des Gesetzes der virtuellen Verschiebungen zunächst für den Fall reiner Biegung — z. B. Balken auf mehreren Stützen bei Vernachlässigung der Schubspannungen — versucht werden, eine Lösung zu finden.

Das Gesetz der virtuellen Verschiebungen lautet für Tragwerke, die nur auf Biegung beansprucht werden,

$$\sum \bar{Q} \delta = \int \bar{M} \Delta q.$$

Leisten die äußeren Kräfte keine Arbeit und treten Auflagerverschiebungen nicht auf, so ist

$$\int \bar{M} \Delta q = 0.$$

Diesen Satz hat Müller-Breslau zuerst zur Berechnung statisch unbestimmter Größen be-

nutzt, indem er ihn der Reihe nach auf die Belastungszustände $X_a = -1$, $X_b = -1 \dots$ anwandte.

Man erhält durch dieses Verfahren so viel Gleichungen, wie Unbekannte X vorhanden sind, und ist dann in der Lage, diese zu berechnen. Die Gleichungen lauten:

$$\int M_a \Delta d\varphi = 0$$

$$\int M_b \Delta d\varphi = 0$$

— — — — —

$\Delta d\varphi$ ist die dem wirklichen Verschiebungszustande entsprechende Winkeländerung zweier benachbarten Querschnitte am Ende der Formänderung; es ist also

$$\Delta d\varphi = \frac{\epsilon_1 dx - \epsilon_2 dx}{h}$$

wobei ϵ_1 und ϵ_2 die Dehnungen der äußeren Randschichten sind (s. Abschnitt IV).

Die Einführung des Potenzgesetzes in diese Gleichung würde wieder zu unendlichen Reihen führen; wir wählen daher als Ausdruck der Beziehung zwischen Spannung und Dehnung hier das Parabelgesetz in der Form

$$\epsilon = \alpha \sigma + \beta \sigma^2$$

und erhalten

$$\Delta d\varphi = \frac{(\alpha_1 \sigma_1 + \beta_1 \sigma_1^2) + (\alpha_2 \sigma_2 + \beta_2 \sigma_2^2)}{h} dx \dots \quad (36)$$

wobei für σ_1 und σ_2 die absoluten Werte einzusetzen sind.

Für die Beziehung zwischen den Rand-

Liegt ein einfach statisch unbestimmtes System vor, so ist

$$M = M_0 - M_a X_a$$

und

$$0 = \int M_a \Delta d\varphi = \int M_a [a_1 (M_0 - M_a X_a) + a_2 (M_0 - M_a X_a)^2 + a_3 (M_0 - M_a X_a)^3 + a_4 (M_0 - M_a X_a)^4] dx$$

Die Auflösung ergibt

$$C_1 X_a - C_2 X_a^2 + C_3 X_a^3 - C_4 X_a^4 = C_0 \dots \dots \dots (40)$$

spannungen und dem Moment wählen wir nach Gl. (12) die Form

$$\sigma_1 = \gamma_1 M + \vartheta_1 M^2 \dots \dots \dots (37)$$

$$\sigma_2 = \gamma_2 M + \vartheta_2 M^2 \dots \dots \dots (37a)$$

und erhalten

$$\Delta d\varphi = \frac{1}{h} [\alpha_1 (\gamma_1 M + \vartheta_1 M^2) + \beta_1 (\gamma_1 M + \vartheta_1 M^2)^2] dx$$

$$+ \frac{1}{h} [\alpha_2 (\gamma_2 M + \vartheta_2 M^2) + \beta_2 (\gamma_2 M + \vartheta_2 M^2)^2] dx$$

$$= \frac{1}{h} [(\alpha_1 \gamma_1 + \alpha_2 \gamma_2) M$$

$$+ (\alpha_1 \vartheta_1 + \alpha_2 \vartheta_2 + \beta_1 \gamma_1^2 + \beta_2 \gamma_2^2) M^2$$

$$+ 2(\beta_1 \gamma_1 \vartheta_1 + \beta_2 \gamma_2 \vartheta_2) M^3$$

$$+ (\beta_1 \vartheta_1^2 + \beta_2 \vartheta_2^2) M^4] dx$$

$$\Delta d\varphi = \frac{dx}{h} [a_1 M + a_2 M^2 + a_3 M^3 + a_4 M^4] \dots \quad (38)$$

Dieser Wert wird eingesetzt in die den Zuständen $X_a = -1$, $X_b = -1 \dots$ entsprechenden virtuellen Arbeitsgleichungen, die folgende Form annehmen:

$$\left. \begin{aligned} \int M_a (a_1 M + a_2 M^2 + a_3 M^3 + a_4 M^4) dx &= 0 \\ \int M_b (a_1 M + a_2 M^2 + a_3 M^3 + a_4 M^4) dx &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (39)$$

— — — — —

Setzt man jetzt

$$M = M_0 - M_a X_a - M_b X_b \dots \dots$$

in die Gl. (39) ein, dann erhält man von Gleichungen vierten Grades in denen nur noch die Unbekannten X_a , $X_b \dots$ auftreten, so viele wie Unbekannte noch vorhanden sind.

Hierin ist

$$C_1 = a_1 \int M_a^2 dx + 2 a_2 \int M_0 M_a^2 dx + 3 a_3 \int M_0^2 M_a^2 dx + 4 a_4 \int M_0^3 M_a^2 dx$$

$$C_2 = a_2 \int M_a^3 dx + 3 a_3 \int M_0 M_a^3 dx + 6 a_4 \int M_0^2 M_a^3 dx$$

$$C_3 = a_3 \int M_a^4 dx + 4 a_4 \int M_0 M_a^4 dx$$

$$C_4 = a_4 \int M_a^5 dx$$

$$C_0 = a_1 \int M_0 M_a dx + a_2 \int M_0^2 M_a dx + a_3 \int M_0^3 M_a dx + a_4 \int M_0^4 M_a dx$$

Zahlenbeispiel.

Das Parabelgesetz für das Material, das in den Zahlenbeispielen der Abschnitte I bis IV vorausgesetzt wurde, lautet

$$\text{für Zug: } \epsilon_1 = \frac{\sigma_1}{280\,847} + \frac{\sigma_1^2}{5\,889\,806},$$

$$\text{„ Druck: } \epsilon_2 = \frac{\sigma_2}{290\,305} + \frac{\sigma_2^2}{84\,799\,580}.$$

Die Konstanten sind nach der Methode der kleinsten Quadrate ermittelt.

Die Näherungsgleichungen in Parabelform für die Beziehungen zwischen den Randspannungen und dem Moment lauten nach Abschnitt I

$$\text{für Zug: } \sigma_1 = \frac{0,895\,255}{W} M - \frac{0,001\,270\,85}{W^2} M^2;$$

$$\text{„ Druck: } \sigma_2 = \frac{1,043\,061}{W} M + \frac{0,001\,843\,95}{W^2} M^2.$$

Die Konstanten gelten für die Einheiten kg und cm; nach der Umformung auf t und m, die für die Zahlenrechnung hier bequemer ist, erhalten wir:

$$\alpha_1 = \frac{1}{2\,808\,470} \frac{m^2}{t}; \quad \beta_1 = \frac{1}{588\,980\,600} \frac{m^4}{t^2};$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{2\,903\,050} \frac{m^2}{t}; \quad \beta_2 = \frac{1}{8\,479\,958\,000} \frac{m^4}{t^2};$$

$$\gamma_1 = \frac{0,895\,255}{W} \frac{1}{m^3}; \quad \delta_1 = -\frac{0,001\,270\,85}{W^2} \frac{1}{t\,m^4};$$

$$\gamma_2 = \frac{1,043\,061}{W} \frac{1}{m^3}; \quad \delta_2 = \frac{0,001\,843\,95}{W^2} \frac{1}{t\,m^4}.$$

Setzen wir $\mathfrak{B} = 1000\,W$, so ist für Gl. (38)

$$a_1 = \frac{0,000\,678\,068\,0}{\mathfrak{B}} \frac{1}{tm},$$

$$a_2 = \frac{0,001\,570\,361\,2}{\mathfrak{B}^2} \frac{1}{t^2 m^2},$$

$$a_3 = -\frac{0,000\,340\,978\,0}{\mathfrak{B}^3} \frac{1}{t^3 m^3},$$

$$a_4 = \frac{0,000\,031\,430\,9}{\mathfrak{B}^4} \frac{1}{t^4 m^4}.$$

Es sei als Beispiel ein Balken auf drei Stützen untersucht mit den in Fig. 8 angegebenen Ab-

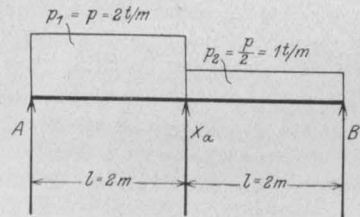


Fig. 8.

messungen und Belastungen. Das Widerstandsmoment des rechteckigen Querschnitts sei $W = 5000\,cm^3$. Die Reaktion der Mittelstütze sei als statisch unbestimmte Größe X_a eingeführt.

Die Konstanten der Gl. (40) ergeben sich zu

$$C_1 = 0,000\,538\,920 \frac{m^2}{t},$$

$$C_2 = 0,000\,039\,780 \frac{m^2}{t^2},$$

$$C_3 = -0,000\,001\,722 \frac{m^2}{t^3},$$

$$C_4 = 0,000\,000\,033\,5 \frac{m^2}{t^4},$$

$$C_0 = 0,001\,383\,946 \frac{m^2}{t}.$$

Multiplizieren wir sie mit 10^9 , so lautet die Gl. (40):

$$538\,290 X_a - 39\,780 X_a^2 - 1\,722 X_a^3 - 33,5 X_a^4 = 1\,383\,946.$$

Es ergibt sich

$$X_a = 3,880 \text{ t.}$$

Der Auflagerdruck der linken Stütze ist

$$A = \frac{7}{8} p l - \frac{X_a}{2} = 1,56 \text{ t.}$$

Das absolut größte Moment tritt über der Mittelstütze auf und ist

$$M_1 = A \cdot l - p \frac{l^2}{2} = 0,88 \text{ tm.}$$

Ihm entspricht

$$\sigma_0 = \frac{M_1}{W} = \frac{88\,000}{5\,000} = 17,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Randspannungen sind danach auf der Zugseite

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 0,895\,255 \cdot 17,6 - 0,001\,270\,85 \cdot 17,6^2 \\ &= 15,363 \text{ kg/cm}^2, \end{aligned}$$

auf der Druckseite

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= 1,043\,061 \cdot 17,6 + 0,001\,843\,95 \cdot 17,6^2 \\ &= 18,929 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Für ein Material, das dem Hookeschen Gesetz folgt, würde sich ergeben

$$\begin{aligned} X_a &= \frac{\int M_0 M_a dx}{\int M_a^2 dx} = \frac{15}{16} p l \\ &= 3,75 \text{ t,} \end{aligned}$$

$$A = \frac{7}{8} p l - \frac{15}{32} p l = \frac{13}{32} p l,$$

$$M_1 = \frac{13}{32} p l^2 - \frac{p l^2}{2} = -\frac{3}{32} p l^2$$

$$= -75\,000 \text{ kg cm,}$$

$$\sigma_1 = -\sigma_2 = \frac{75\,000}{5\,000} = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

DIE BERECHNUNG VON RIPPENKUPPELN MIT OBEREM UND UNTEREM RINGE.

Von Axel Bendixsen (Java).

Vorbemerkung.

Der Bau von Kuppeln hat mit der Einführung des Eisenbetons eine Neubelebung erfahren, deren schönste Blüte die großartige Festhalle in Breslau, zurzeit die größte Eisenbetonkuppel der Welt, ist, aber auch in zahlreichen Ausführungen bescheidenerer Abmessungen ihre Spuren hinterlassen hat.

Aus diesem Grunde, und weil die Frage schon an sich für einen Statiker sehr anziehend ist, darf es kein Wunder nehmen, daß bereits über die Berechnung derartiger Konstruktionen viel geschrieben wurde, so z. B. wurde in dieser Zeitschrift die durch Herrn Dr.-Ing. Trauer aufgestellte Berechnung der Breslauer Kuppel veröffentlicht.

Bei den bis jetzt bekannt gewordenen Arbeiten geht das Bestreben mehr oder weniger darauf hinaus das räumliche System in ein ebenes umzuwandeln, was dadurch erreicht wird, je zwei gegenüberliegende Halbbinder mit Hilfe eines den Druckring ersetzenden Zwischenstückes als einen ganzen, von der übrigen Konstruktion unabhängigen Binder zu betrachten.

In der Tat, solange es sich um eine vollständig symmetrische Belastung handelt, d. h. eine Belastung, bei welcher sämtliche Binder in genau der gleichen Weise beansprucht werden, wird man dieser Auffassung beitreten können, was jedoch nicht eine Folge der Wirkungsweise der Konstruktion, sondern lediglich der Symmetrie der Belastung ist.

Eine ähnliche Betrachtung auch für unsymmetrische Belastung gelten zu lassen erscheint aber nicht ganz einwandfrei.

Belastet man z. B. nur einen Binder mit einer Kraft P (Fig. 1), so wird diese Last durch Vermittlung des Druckringes sich über sämtliche Binder aufzulegen verteilen.

Es ist nicht einzusehen, daß bei dieser Verteilung der dem belasteten Binder gegenüberliegende sich besonders auszeichnet, sodaß es gerechtfertigt wäre, die beiden Halbbinder in einen zusammenzufassen, vielmehr ist anzunehmen, daß von der gesamten Belastung P nur der kleinste Teil nach dem Auflager b übertragen wird, ja, unter Umständen kann in b sogar eine nach unten wirkende Auflagerreaktion entstehen. Auch die in a und b auftretenden Horizontal-

schübe erhalten sehr verschiedene Werte, was auch gegen die genannte Auffassung spricht.

Ein zweiter Nachteil, entstanden durch die Umwandlung des Systemes in ein ebenes, ist der, daß natürlich nur eine Beanspruchung der Binder von Kräften, welche in den Binderebenen liegen, ermittelt wird, während die seitliche Beanspruchung ganz außer acht gelassen wird.

Blieben wir bei dem in Fig. 1 dargestellten Belastungsfall, so ergibt sich deutlich, daß sich bei der Deformation der Kuppel der Druckring etwas nach rechts verschiebt, aus welchem Grunde

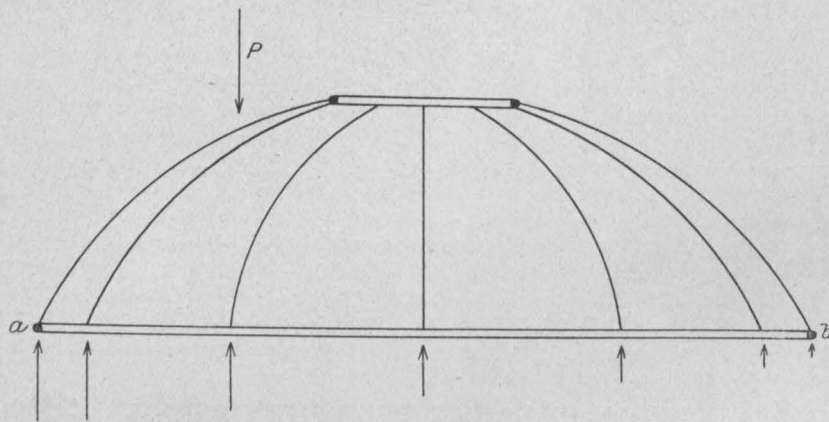


Fig. 1.

tangentiell gerichtete Auflagerdrücke entstehen, welche bei dem senkrecht auf dem belasteten stehenden Binder ihre Höchstwerte erreichen. Diese Auflagerkräfte beanspruchen die Binder sowohl auf seitliche Biegung als auch auf Verdrehung, eine Wirkung, die sicher nicht so ohne weiteres vernachlässigt werden darf.

Bei der in der Folge wiedergegebenen Berechnungsweise ist das System als ein räumliches aufgefaßt, und dabei die durch die Umwandlung in ein ebenes entstehenden Nachteile vermieden.

Eine durchaus genaue Lösung der Frage wird nicht gegeben und an eine solche ist wegen des hohen Grades statischer Unbestimmtheit wohl kaum zu denken, jedoch erhält man durch die Auffassung als Raumkonstruktion einen tieferen Einblick in und ein getreueres Bild von der Verteilung der inneren Kräfte.

Ich glaube deshalb auf das Interesse der Fachwelt für diese kleine Arbeit rechnen zu dürfen.

1. Belastung und Auflagerung.

Die Konstruktion, deren Untersuchung wir uns zur Aufgabe gemacht haben, wird Belastungen ausgesetzt, die in zwei getrennten Gruppen zusammengefaßt werden können.

Von diesen soll die erste denjenigen Teil der gesamten Belastung umfassen, welcher in bezug auf die Kuppelachse vollständig symmetrisch verteilt ist, die zweite den übrigen Teil der Belastung.

Zu der ersten Gruppe gehört demnach zunächst das Eigengewicht der Konstruktion, ferner eine gleichmäßig oder nach einer Umdrehungsfläche verteilte ruhende Belastung, z. B. durch Schnee. Ebenfalls kann die Wirkung einer Temperaturvariation, bei welcher sämtliche Binder in der gleichen Weise angegriffen werden — genau wie die der hier behandelten Kräfte — ermittelt werden.

Die der zweiten Gruppe angehörige Belastung besteht aus Kräften die in bezug auf die Kuppelachse unsymmetrisch sind, z. B. Winddruck und teilweiser Schneedruck. Dagegen dürfen wir annehmen, daß sie in bezug auf irgend eine vertikale Diametralebene symmetrisch angeordnet ist und ferner (da der Winddruck stets senkrecht zur getroffenen Fläche steht), daß jeder Binder nur durch

in die Binderebene fallende Kräfte angegriffen wird.

Zwischen den beiden erwähnten Belastungsgruppen besteht nun ein sehr wesentlicher Unterschied. Die in die erste Gruppe zusammengefaßten Lasten spielen insbesondere bei Kuppeln aus Eisenbeton bei weitem die größte Rolle, sie lassen sich außerdem mit großer Genauigkeit ermitteln.

Das letztere ist dagegen für die Lasten der zweiten Gruppe nicht der Fall, denn sowohl Größe als Angriffsweise des Schnee- und Winddruckes läßt sich nur annähernd feststellen.

Aus diesem Grunde scheint es angebracht zu sein, bei der Ermittlung der aus beiden Belastungsgruppen herrührenden Beanspruchungen die Forderung der Genauigkeit bei der ersten höher zu stellen, während bei der zweiten im Interesse der Vereinfachung der Berechnung etwas weitergehende Annahmen gestellt werden dürfen.

In der Tat ist es möglich auf Grund der vollständigen Symmetrie der Lasten der ersten Gruppe und der hierdurch bedingten Vereinfachungen, die durch diese Gruppe erzeugten Beanspruchungen der einzelnen Konstruktionselemente genau nach den Lehren der Elastizitätstheorie zu ermitteln, ohne daß man dabei andere

Annahmen zu treffen braucht, als die, welche bei jeder Berechnung dieser Art gewöhnlich getroffen werden.

Bei der zweiten Gruppe läßt sich eine genaue Berechnung wegen der großen Zahl statisch nicht bestimmter Größen überhaupt nicht durchführen. Im folgenden Abschnitte soll näher zur Sprache kommen, für welche Vereinfachungen wir uns entschließen, um die Berechnung zu ermöglichen.

Was nun die Auflagerung der Kuppel betrifft, so kann diese sehr verschieden beschaffen sein.

Wenn es sich um Kuppelbauten von geringer Spannweite handelt, wird man gewöhnlich den Zugring direkt auf den Unterbau auflegen, ja, vielleicht mit diesem in einem herstellen.

Bei größerer Spannweite dagegen ist diese Weise der Auflagerung nicht zu empfehlen. Man wird hier, um die Deformation des Zuginnges so wenig wie möglich zu behindern, zwischen Über- und Unterbau eine Trennungsfuge anordnen und die Kuppel auf bewegliche Lager auflegen.

Bei der nachfolgenden Berechnung wird deshalb angenommen, daß der Zugring unmittelbar unterhalb der Fußpunkte der Binder durch Kugellager, welche eine Verschiebung in radialer Richtung zulassen, gestützt wird.

Die von einem Binder auf den Ring übertragenen Auflagerreaktionen lassen sich in drei Kräfte und drei Momente zerlegen. Wir zerlegen in eine senkrechte, eine nach der Tangente und eine nach dem Mittelpunkt des Ringes gerichtete Komponente und in um diese Richtungen drehende Momente. Von den 6 Kräften, die wir auf diese Weise erhalten, wird bei der gewählten Auflagerung der senkrechte und der tangentielle Auflagerdruck auf den Unterbau übertragen, während die übrigen durch den Ring selbst aufgenommen werden.

Die Unterlage denken wir uns vollständig starr und eben.

2. Berechnungsweise.

Der Übersichtlichkeit halber geben wir zunächst einen kurzen Überblick über den Berechnungsgang, den wir in jedem der beiden erwähnten Belastungsfälle einschlagen werden.

Im ersten Belastungsfalle treten, wie schon oben angegeben, auf Grund der vollständigen Symmetrie gewisse Vereinfachungen ein.

Es werden sämtliche Auflagerdrücke der Binder gleich groß und gleich der auf einen Binder entfallenden Belastung, wenn hierzu die anteilige Belastung durch den oberen Ring mitgerechnet wird.

Hieraus folgt nun, daß die Auflagerkräfte, welche von den Bindern auf den oberen Ring übertragen werden, aus den gleich großen in radialer Richtung wirkenden Horizontalschüben H

und den ebenfalls gleich großen in die Ebenen der Binder fallenden Momente M bestehen.

Der Zugring wird in ähnlicher Weise beansprucht, da der vertikale Auflagerdruck direkt auf die Unterlage übertragen wird.

Sobald die beiden Größen H und M ermittelt sind, läßt sich die Beanspruchung des Binders bestimmen. Er ist demnach zweifach statisch unbestimmt.

Zur Ermittlung der genannten Größen stehen uns zwei Elastizitätsgleichungen zur Verfügung, worin allerdings die vorläufig noch nicht bekannten Verschiebungen der Auflagerpunkte, die von der Deformation der beiden Ringe abhängen, vorkommen.

Ein Ring bildet im allgemeinsten Falle ein 6fach statisch unbestimmtes System; in dem hier behandelten speziellen Falle jedoch bleibt wegen der symmetrischen Belastungsweise nur eine Unbekannte übrig.

Für jeden Ring läßt sich demnach eine Elastizitätsgleichung aufstellen, bei welcher die statisch nicht bestimmte Größe als Funktion der unbekannten Auflagerkräfte H und M ausgedrückt wird. Ebenfalls können wir die in den Richtungen der H und M erfolgte Deformation (Verschiebung und Drehung) als Funktion dieser Größen anschreiben.

Führen wir diese Funktionen in die beiden Elastizitätsgleichungen des Binders ein, so enthalten letztere somit nur zwei unbekannte Größen und können hieraufhin aufgelöst werden, wonach sowohl die Beanspruchung der Binder als die der beiden Ringe vollständig bestimmt wird.

Wie man sieht, ist die innere statische Unbestimmtheit im ersten Belastungsfalle vierfach.

Im zweiten Belastungsfalle sind die Verhältnisse durchaus nicht so einfach.

In diesem Falle werden zwischen Binder und Ringe in jedem Auflagerpunkte im allgemeinen 6 Auflagerreaktionen übertragen, die wohl in bezug auf die Symmetrieebene der äußeren Kräfte Symmetrie aufweisen, aber sonst verschiedene Größe haben.

Beträgt die Anzahl der Binder $2 \cdot n$, so sind demnach für diese im ganzen (mit Rücksicht auf die Symmetrie) $6 \cdot n$ statisch nicht bestimmte Größen zu ermitteln. Der Grad der Unbestimmtheit der Ringe beträgt in diesem Falle 3, sodaß wir im ganzen mit Abzug von 3 Gleichgewichtsbedingungen eine innere statische Unbestimmtheit von $6(n+1) - 3 = 6n+3$ erhalten. Sind z. B. 12 Binder vorhanden, so haben wir 39 überzählige Größen.

Es spricht von selbst, daß an eine genaue Durchführung der Berechnung überhaupt nicht zu denken ist.

Um nun die Berechnung zu vereinfachen, machen wir die folgenden Annahmen:

1. Der Druckring wird als starr angesehen.
2. Die Auflagerung der Binderfüße auf den Zugring wird gelenkartig angenommen.
3. Die in der Ebene des Zugringes stattfindende Deformation wird vernachlässigt.

Wenn man wie im vorliegenden Falle bei statischen Untersuchungen gezwungen wird, vereinfachende Annahmen zu machen, sind diese natürlich nicht bloß so zu wählen, daß die erstrebte Erleichterung des Systemes erreicht wird, sondern man muß zugleich darauf achten, daß man sich nicht allzusehr von der Wirklichkeit entfernt. Es wäre nicht rationell eine Berechnung anzustellen, die, obwohl durchführbar, dennoch erheblichen Aufwand an Zeit und Mühe erfordert, wenn man von ihr nicht behaupten könnte, daß sie annähernd das tatsächliche Spiel der Kräfte wiedergibt.

Inwiefern erfüllen die hier gemachten Annahmen nun diese Forderung?

Die ersten beiden Annahmen sind durch das verschiedenartige Verhalten der beiden Ringe bei der Deformation des gesamten Systemes begründet.

Der Druckring wird im allgemeinen keinen großen Umfang im Verhältnis zu den übrigen Abmessungen der Konstruktion haben, muß jedoch wegen der vielseitigen Inanspruchnahme und meistens auch aus konstruktiv-architektonischen Gründen relativ sehr stark ausgebildet werden. Hieraus folgt aber, daß die Deformationen der Ringmittellinie entsprechend klein ausfallen müssen. In dem Grenzfalle eines unendlich kleinen Druckringes, d. h. wenn die Binder im Scheitel zusammenlaufen, ist unsere erste Annahme streng erfüllt.

Wir dürfen aus den angeführten Gründen deshalb diese Annahme als eine sehr gute Annäherung betrachten.

Der Zugring dagegen ist wegen seines großen Durchmessers besonders gegenüber Verdrehungen und Verbiegungen sehr nachgiebig, infolgedessen können nur sehr kleine Momente zwischen Ring und Binder zur Übertragung gelangen. Ganz besonders den in die Binderebenen fallenden Momenten gegenüber, welche natürlich, da die Lasten in diesen Ebenen liegen, die wichtigsten sind, ist der Widerstand des Ringes ganz minimal, was daraus folgt, daß bei unendlich großem Krümmungshalbmesser der Widerstand überhaupt verschwindet.

Hierdurch wird die zweite Annahme gerechtfertigt.

Die dritte Annahme steht gewissermaßen mit der zweiten in Widerspruch und läßt sich deshalb schwieriger verteidigen. Wenn man jedoch bedenkt, daß die Verbiegungen des Ringes in seiner Ebene nur durch die Unterschiede der Horizontalschübe, welche gewöhnlich im Verhältnis

zu den Schüben selbst klein sind, entstehen, und daß die angenäherte Berechnung nur einen kleinen Teil der gesamten Belastung umfaßt, scheint auch diese Annahme nicht unzulässig. Je kleiner die durch die zweite Belastungsgruppe verursachten Beanspruchungen im Verhältnis zu denjenigen des ersten Belastungsfalles sind, um so geringer ist der Einfluß eines Fehlers im zweiten Falle auf das gesamte Resultat.

Um sich nun gegebenenfalls von dem Einflusse der gemachten Annäherungen etwas näher Rechenschaft geben zu können, was besonders, wenn es sich um eine bedeutendere Ausführung handelt, nicht unterbleiben darf, sind im 5. Abschnitte Formeln abgeleitet, nach welchen die Deformationen der Ringe infolge der ermittelten Auflagerkräfte bestimmt werden können.

Sollten diese Deformationen wider Erwartung nicht vernachlässigbar klein ausfallen, so wird man der durch sie bedingten Abänderung der Auflagerkräfte in ähnlicher Weise Rechnung tragen können, wie es mit den Lasten der hier behandelten zweiten Gruppe geschieht.

Durch die gemachten Annahmen haben wir unsere ursprüngliche Kuppel durch eine andere ersetzt, welche am Fußpunkte eines jeden Binders ein unnachgiebiges, gelenkartiges Auflager besitzt und deren Druckring starr ist.

Es interessiert uns nun in erster Linie zu erfahren, wie hoch bei diesem neuen Systeme der Grad der statischen Unbestimmtheit ist.

In jedem Binderfußpunkte sind 3 Auflagerkräfte zu bestimmen, nämlich die Komponenten des durch den Mittelpunkt des angenommenen Kugelgelenkes gehenden Auflagerdruckes.

Bei einer Binderzahl $2 \cdot n$ haben wir demnach $6 \cdot n$ Auflagerkräfte zu bestimmen, wovon nur 6 mittels der statischen Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden können. Hierzu kommen noch für jeden Ring 6 Überzählige. Wir erhalten demnach im ganzen $6(n+1)$ statisch nicht bestimmte Größen, welche Zahl jedoch auf Grund der Symmetrie auf die Hälfte reduziert wird, also auf $3(n+1)$.

Bei einer Binderzahl von 12 sind demnach jetzt 21 statisch unbestimmte Größen vorhanden.

Diese Anzahl ist immer noch sehr erheblich, doch durch die gemachten Annahmen ist, wie gleich gezeigt werden soll, unsere Aufgabe so bedeutend vereinfacht, daß eine Lösung nunmehr möglich ist.

Denken wir uns auf unsere Kuppel eine Belastung der besprochenen Art aufgebracht, so wird sie sich deformieren, wobei der als starr gedachte Druckring sich um die Strecke Δ_1 nach unten, um Δ_2 nach rechts verschieben und um den Winkel $\Delta\varphi$ im Sinne des Uhrzeigers drehen möge. (Die Symmetrieebene wird hierbei parallel mit der Projektionsebene gedacht.) Die Bewegung des Druck-

ringes ist durch die Angabe dieser Größen vollständig bestimmt.

Die Deformation der Kuppel können wir auch in anderer Weise zustande bringen. Wir denken uns den Druckring zunächst in seiner Ebene festgehalten, dagegen die Auflagerpunkte am Zugringe losgelöst. Bringen wir nun die Belastung auf, erfahren die Auflagerpunkte der belasteten Binder gewisse Verschiebungen, welche wir durch Hinzufügen entsprechender Auflagerkräfte wieder rückgängig machen. Wie man die Größe der hierzu erforderlichen Kräfte bestimmt, soll an späterer Stelle angegeben werden.

Nachdem die Auflagerpunkte auf diese Weise wieder in ihre ursprüngliche Lage gebracht sind, verschieben wir die gesamte Konstruktion derart, daß die Ebene des Druckringes die vorläufig als bekannt gedachten Verschiebungen Δ_1 , Δ_2 und $\Delta\varphi$ ausführt und somit in die Lage gebracht wird, welche sie nach der Deformation einnehmen soll. Durch diese zweite Verschiebung entfernen sich

die Auflagerpunkte wieder aus ihrer ursprünglichen Lage und zwar um Strecken, die als Funktionen der Größen Δ_1 , Δ_2 und $\Delta\varphi$ ausgedrückt werden können. Auch diese Verschiebungen machen wir rückgängig durch Hinzufügung von einem Systeme von Auflagerkräften, deren Größe ebenfalls als Funktionen der Verschiebungen Δ_1 , Δ_2 und $\Delta\varphi$ ermittelt wird.

Nunmehr ist die Kuppel in ihre endgültige Lage gebracht und wir haben zur Bestimmung der Verrückungen Δ_1 , Δ_2 und $\Delta\varphi$ die drei Gleichgewichtsbedingungen, welche aussagen, daß zwischen der Belastung und den beiden Systemen hinzugefügter Auflagerkräfte Gleichgewicht bestehen muß. Nach Ermittlung der drei genannten Größen sind sämtliche Auflagerdrücke bekannt.

Wie sich die Berechnung nach der skizzierten Berechnungsweise im einzelnen gestaltet, soll in den nächsten Abschnitten gezeigt werden.

(Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister R. Schober (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Verwendung von Sandzement und die Bestimmung der Betonmischung auf nord-amerikanischen Baustellen. Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi (Graz). *Armierter Beton* 1915. Heft 1.

2. Prüfung und Untersuchung.

Synthetischer Celit und Bildung großer Tricalcium-Silikatkristalle. Von Edward D. Campbell. (Übersetzung von H. Weidner.) Ein ausführlicher Beitrag zur Chemie des Zementes. *Tonindustrie-Ztg.* 1914. Nr. 150 u. 152.

Neuere Versuche mit hochwertigem Eisen für Tragwerke. Von k. k. Ministerialrat Karl Haberkalt. Die Versuchsanordnungen und ihre Ergebnisse werden mitgeteilt. Mit viel Abb. *Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst* 1914. Nr. 51 u. 52.

Das Gefüge des Flußeisens. Kritische Besprechung einer Abhandlung von F. Märtens, Aachen, durch H. Voigt, Darmstadt. Aus den Feststellungen von Märtens, daß das Querschnittsgefüge von Flußeisen nachteilig beeinflusst wird, wenn sein Einguß in kalte Blockformen aus Stahlguß erfolgt, fordert Verfasser eine Änderung in den „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen“. *Der Brückenbau* 1914. Heft 22.

Das Alteisen der abgebrochenen alten Kaiserbrücke über die Weser in Bremen. Von Direktor Dr.-Ing. F. Bohny in Sterkrade. Die Ergebnisse der verschiedenen Materialprüfungen an dem Alteisen der in den Jahren 1872–1875 erbauten Brücke werden mitgeteilt. Mit Abb. *Der Brückenbau* 1915. Heft 1.

Über die Spannungsstörungen, die in elastischen Körpern durch Höhlungen, Inhomogenitäten und eingeschlossene Flüssigkeiten bewirkt werden. Von A. Leon und F. Willheim. Wird die Homogenität eines ursprünglich gleichmäßig beanspruchten elastischen Körpers durch Höhlungen oder fremdartige Einschlüsse, durch weiche oder harte Stellen gestört, so erfolgt auch eine Störung der Spannungen und der den Spannungen zugeordneten Dehnungen. Die so entstehenden Spannungserhöhungen können ein Vielfaches der Grundspannung erreichen, weshalb diese Fragen für die technische Praxis zur Beurteilung des Einflusses von Materialfehlern von größter Wichtigkeit sind. Ähnliche Wirkungen wie Höhlungen und Einschlüsse haben die Querschnittsübergänge; jedem Ingenieur ist es bekannt, daß diese nicht unvermittelt erfolgen sollen. Die Verfasser untersuchen auf theoretischem Wege diese Spannungsstörungen und teilen die Ergebnisse mit. *Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen* 1915. Heft 1.

Über die Spannungen und Formände-

rungen von Körpern, für die das Hooksche Gesetz nicht gilt. Von Dipl.-Ing. Johannes Petermann (Berlin-Charlottenburg). *Armierter Beton* 1915. Heft 1.

3. Wirtschaftliches.

II. Theorie.

Berechnung von Vierendeelträgern mit Hilfe des Verfahrens der starren Ersatzstäbe. Von Wolfgang Freiherr zu Putlitz, Duisburg. Theoretische Abhandlung. *Der Eisenbau* 1914. Nr. 12.

Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke. Von Dr.-Ing. W. Wieser, Triest. Für verschiedene Systeme von Hallenbindern führt Verfasser die Berechnung nach Theorie und Zahlenbeispiel auf Grund der Maxwell-Mohrschen Arbeitsgleichungen vor, wie sie für statisch unbestimmte vollwandige Träger unveränderlicher Stützungsart verwendet werden. *Zeitschrift f. Betonbau* 1914. Heft 12.

Der steife Bogen oder Rahmen als Sonderfall des geschlossenen steifen Ringes. Von J. Melan. In dem Aufsatz werden unter gewissen vereinfachenden Annahmen die Grundgleichungen für den geschlossenen steifen Ring aufgestellt. Damit sind in allgemeiner Form auch die Lösungen für den Bogen mit steifem Zugband oder für den geschlossenen oder offenen Rahmen gegeben. *Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins* 1914. Nr. 47/48.

Sul calcolo pratico delle travi a maglie rettangolari o trapezie. Über die Berechnung von Fachwerkträgern mit rechteckigen oder trapezförmigen Feldern. Von Ing. Giulio Revere. Der Verfasser betont die Wichtigkeit einer vereinfachten Berechnung besonders für in Eisenbeton hergestellte Träger solcher Form, entwickelt Formeln für die Einspannungs- und Biegemomente der Stäbe und führt die Berechnung für einen 12 m langen, 1,5 m hohen Träger durch, der aus 6 rechteckigen je 2 m langen Feldern besteht und in jedem Knotenpunkt mit 4,8 t belastet ist. Mit Abb. *Il cemento* 1915. Heft 8.

Durchbiegung von Eisenbetonplatten. Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann. Verfasser behandelt eingehend diese Frage, die auch in den Lehrbüchern noch wenig geklärt ist. *Tonindustrie-Ztg.* 1914. Nr. 147.

Ermittlung der Eiseneinlagen doppelt armierter Balken und Plattenbalken aus Eisenbeton. Von Eugen Weigelt (Dresden). *Armierter Beton* 1914. Nr. 12.

Berücksichtigung der Betonzugspannungen beim Entwerfen von Plattenbalken. Von Dipl.-Ing. O. Henkel in Rendsburg. Verfasser gibt Tabellen, die für Plattenbalken nach demselben Prinzip berechnet sind, wie die bereits seit

Jahren für Platten bekannten. Mit Beispiel. *Der Brückenbau* 1914. Nr. 24.

Zur Frage der Lastverteilung bei Plattenbalkenkonstruktionen. Von Dipl.-Ing. Ph. Leip, Madiven. Verfasser geht von der Beobachtung aus, daß bei Probebelastungen von Plattenbalkenkonstruktionen eine erstaunlich große Teilnahme der unbelasteten Rippen an der Durchbiegung auf eine große Entfernung vom Lastmittelpunkt beobachtet wird. Er versucht nun auf theoretischem Wege diese Frage zu lösen. *Beton und Eisen* 1915. Heft I.

Lastverteilung bei Plattenbalkenbrücken. Mitgeteilt von der S.-B.-B.-Bauleitung für die II. Spur Winterthur—St. Margrethen. Die Ergebnisse von Brückenbelastungsproben, bei denen die Durchbiegungen mit verschiedenen Systemen von Einsenkungsmessern gemessen wurden, werden mit Abb. graphisch dargestellt und in Beispielen nach verschiedenen Annahmen rechnerisch geprüft. *Schweizer. Bauztg.* 1914. Bd. 64, Nr. 25.

Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Formen und Normalkräfte von Gewölben. Von Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M. Verfasser gibt die Ableitung eines Verfahrens, nach welchem man bei angenommenen Fugenstärken analytisch sehr leicht Form, Schub- und Vertikalkräfte der Gewölbe und ebenso die Grundlagen zur Behandlung der Pfeiler und Widerlager finden kann. *Deutsche Bauztg., Mitt.* 1915. Nr. 1.

Winddruck bei Brücken. Von Regierungsrat Dr.-Ing. H. Saller, Nürnberg. Verfasser bespricht an der Hand der neuesten Windmessungen die bestehenden Annahmen für Winddruck. *Zentralblatt d. Bauverwaltung* 1915. Nr. 1.

Zur Frage der Sicherheit der Eisenbetonkonstruktionen. Von Ingenieur Paul Frei. Verfasser untersucht den Fall, daß trotz Einhaltung der zulässigen Spannungen, selbst bei Berücksichtigung der ungünstigsten Laststellungen, die theoretische Sicherheit wesentlich unter den mit Rücksicht auf die zugrunde gelegten Beanspruchungen zu erwartenden Grad sinken kann, wie es für Träger mit positiven und negativen Momenten in der Längsachse eintreten kann. Als Beispiel untersucht er den Balken mit Kragarm. *Österr. Wochenschrift. f. d. öffentl. Baudienst* 1914. Nr. 49.

Berechnung von Betonkuppeln. Von Ing. R. Doorentz. Die Rechnungsweise wird abgeleitet und an einem Beispiel gezeigt. *Tonindustrie-Ztg.* 1915. Nr. 5 u. 6.

Die Ausnutzung des Materials in geochten Körpern. Von A. Leon und R. Zodlicky. Es wird zunächst die Literatur über die Fragen der Spannungstörungen besprochen und auf

Grund der bisher durchgeführten Versuche die Kerbziffern angegeben. Durch Versuche wird weiterhin die Frage nach der Wirkung eines Doppelloches oder eines Doppeltunnels dahin gelöst, daß der Steg (Kern) zwischen den beiden Höhlungen weit stärker beansprucht wird als die nach außen liegenden Lochränder. Zeitschr. d. V. D. I. 1915. Nr. 1.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Il „frettage“ nelle travi inflesse. Über die Anwendung umschnürten Betons in der Druckzone auf Biegung beanspruchter Balken. Von Ing. Prof. Camillo Guidi. Der Verfasser weist durch theoretische Untersuchungen nach, daß das Einlegen von spiralförmigen Umschnürungen in die Druckzone auf Biegung beanspruchter Balken, abgesehen von der dadurch vermehrten Schwierigkeit der Herstellung solcher Baukörper, nur einen geringen Wert haben könne. Ungleich größer sei der Vorteil, den man erreicht, wenn man die gleiche Menge Eisen als Längseinlagen der Druckzone einverleiben würde. Durch recht beachtliche Versuchsreihen weist der Verfasser ferner nach, daß in den meisten Fällen die mit Umschnürung versehenen Balken geringere Biegezugsfestigkeiten hatten, als die Balken ohne Umschnürung und ohne Bewehrung der Druckzone. Mit Abb. Il cemento 1915. Heft 9.

Die neusten Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Besprochen von M. Foerster (Dresden). Arm. Beton 1914. Nr. 12.

Neue Versuche über die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken. Von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger (Wien). Armierter Beton 1915. Heft 1.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Pali Frankignoul. Beschreibung der Herstellung mit dem Namen Frankignoul bezeichneter Eisenbetonpfähle. Die genaueren Angaben über Wohnort des Erfinders der Pfähle, die den bekannten Straußpfählen ähneln, fehlen. Mit Abb. Il cemento 1915. Heft 9.

Beton mit Wellblech-Schalung. Kurze Beschreibung einer neuen amerikanischen Bauweise, genannt „Lewens schalungslose Bauweise“, die in Südamerika, Indien und neuerdings auch in Nordamerika mit Erfolg verwendet worden sein soll. Das Wellblech bleibt auch nach dem Abbinden des Betons gewissermaßen als eine Art Bewehrung am Beton. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1914. Nr. 147.

Schalungen für Betonbauten. Mitteilungen aus einem Vortrage des Architekten A. Graham im englischen Betonverein. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 144.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Tragkonstruktion des Rathaus-Neubaues in Mülheim a. d. Ruhr. Von Dipl.-Ing. Pappit, Vorsteher der Abteilung für Statik der Stadtverwaltung Mülheim a. d. Ruhr. Bei dem großen Bau sind sämtliche Tragkonstruktionen mit Ausnahme der eisernen Überdachung eines Kassenraumes und der hölzernen Dachstühle in Eisenbeton ausgeführt worden. Mit vielen Abb. werden alle diese verschiedenen Bauteile in Eisenbeton eingehend beschrieben. Deutsche Bauztg., Mitt. 1915. Nr. 1 u. 2.

Stofffänger aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Willy Obrist, Budapest. Es wird die statische Untersuchung eines Stoffängers (Silos) von 80 m³ Fassungsraum für die Zellulose einer Papierfabrik eingehend vorgeführt. Beton u. Eisen 1915. Heft 1.

Der Neubau der Markthalle in Karlsbad. Von Oberbaurat Franz Drobny, Professor an der Techn. Hochschule in Graz. Ausführliche Darstellung dieser großen Markthalle aus Eisenbeton. Es werden nacheinander beschrieben: die künstlerische Durchbildung, Bauentwurf und Bauausführung, die formale Durchbildung und die Konstruktion. Mit sehr vielen guten Abb. Beton und Eisen 1915. Heft 1.

Baukosten amerikanischer Gebäude. Von Dr.-Ing. H. Fuchs. Die Herstellungspreise von Gebäuden in den verschiedensten Bauweisen und Ausführungsarten werden mit Abb. mitgeteilt. Zeitschr. f. Betonbau 1914. Heft 12.

Erfahrung mit Eisenbetonschornsteinen. Von Dipl.-Ing. Ernst Schick (Wien). Die Ergebnisse einer Rundfrage der amerikanischen Portlandzementinteressenten über den Bestand von 150 Eisenbetonschornsteinen werden mitgeteilt und die auf dieser Grundlage gewonnenen Erfahrungen und Leitsätze besprochen. Tonindustrie-Ztg. 1915. Nr. 2 u. 3.

Eisenbeton-Gewölbe- und Dachkonstruktion über der Aula des Gymnasiums in Gladbeck i. W. Von Ingenieur Karl Stadör in Düsseldorf. Kurze Beschreibung mit Abb. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914. Nr. 24.

Weitgespannte Eisenbetonbalkendächer, ausgeführt von Tesseraux u. Stoffels, G. m. b. H. (Mannheim). Von Karl Stock, beratender Ingenieur V. B. I. (Mannheim). Armierter Beton 1915. Heft 1.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Ponte in cemento armato a travata parabolica. Brücke mit Parabelträgern aus Eisenbeton. Von Ing. Gino Radici. Die bei Vicenza über den Agnofluß erbaute Brücke führt zu einem Marmorsteinbruch und soll von einem 10 t schweren in Schienen von 1 m Spur laufenden Wagen befahren werden. Spannweite zwischen den Stützpunkten 24,8 m. Größte Höhe der Parabelträger

3,17 m. Ihre Entfernung voneinander 3,45 m. Beide Maße zwischen den Schwerpunkten der Gurtung gemessen. Die Herstellung der beiden Fachwerksträger soll in weniger als 8 Tagen erfolgt sein. Mit Abb. Il cemento 1915. Heft 8.

Ponte ad arco ribassato sul Busento a Cosenza. Flachbogige Brücke über den Busento in Cosenza. Von Ing. A. Danusso. Wegen sehr beschränkter Konstruktionshöhen war eine eiserne Brücke mit Parallelträgern geplant, und die gemauerten Pfeiler waren in 7,5 m Breite fertiggestellt, als sich die Notwendigkeit ergab, die Brückenbreite auf 9,0 m zu vergrößern. Es wurde deshalb ein flacher Eisenbetonbogen als Konstruktionsträger gewählt mit seitlich ausgekragten Fußwegen. Lichte Weite 37,0 m, lichte Pfeilhöhe 2,43 m. Der Bogen ist als fest eingespannt hergestellt. Die 15 cm starke Eisenbetonplatte, die unter dem Holzpflaster der Fahrbahn liegt, ist als Obergurt ausgebildet, der Bogen selbst als Untergurt. Beide sind zugfest im Widerlager verankert und unter sich durch lotrechte Querwände und 5 starke Längswände verbunden. Stärke des Bogens 40 cm. Mit Abb. Il cemento 1915. Heft 9.

Die neue Aarebrücke in Olten. Von E. Froté, Ingenieur, Zürich. Baubeschreibung einer der weitgespanntesten Eisenbetonbrücken der Schweiz. Bei 82 m Spannweite hat sie eine Pfeilhöhe von nur 9,27 m. An Abbildungen werden die konstruktive Ausbildung, der Bau und verschiedene Einzelheiten beschrieben. Schweizer. Bauztg. 1915. Bd. 65. Nr. 1.

Die Kaiser-Wilhelm-Brücke in Fürstentum a. d. Spree. Von Karl Bernhard in Berlin. Neben der eisernen Brücke werden die anschließenden Öffnungen (3-Gelenkbogen) in Eisenbeton mit allen Einzelheiten der Untersuchung, Konstruktion und Bauausführung eingehend beschrieben. Mit vielen Abbildungen. Zeitschr. d. V. D. I. 1915. Nr. 1, 3 u. 4.

Umbau der Eisenbahnbrücke über die Wupper in Elberfeld-Sonnborn. Von Stephani, Elberfeld. Kurze Beschreibung der neuen Dreigelenkbogenbrücke aus Stein von 66 m Spannweite. Mit Abb. Zentralbl. d. Bauverw. 1914. Nr. 101.

Brückenumbauten zur Einführung elektrischer Zugförderung. Von Regierungsbaumeister Karl Pirath, Görlitz. In der Beschreibung sind besonders die Abbruchsarbeiten der Gewölbe ausführlich behandelt. Mit Abb. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1915. Nr. 3.

Zerlegbare Brücken für Kriegsstraßen und sonstige Notbrücken. Von k. k. Oberbaurat Dr.-Ing. F. von Emperger, Wien. Verfasser bespricht die Vor- und Nachteile der im Kriegsbau bisher üblichen Eisenbrücken nach den verschiedenen Systemen, zeigt, daß an diese Kriegsbrücken andere Forderungen zu stellen sind, als es bisher üblich war und gibt selbst

ein neues System einer Kriegsnotbrücke aus umschürtem Gußeisen und Beton. Sie besteht aus einem kreisförmigen Bogen mit Zugband und aufgehängter Fahrbahn. An vielen Abbildungen wird dieses System übersichtlich auch in den Einzelheiten vorgeführt. Beton u. Eisen 1915. Heft I.

Die Verstärkung der Brücke über den Kymi bei Kuusankoski (Finnland). Von Ing. J. Castrén, Techn. Hochschule, Helsingfors. Eine Bogensehnenträgerbrücke von 29,5 m Spannweite mit schlaffen Diagonalen, die für einen stärkeren als den berechneten Verkehr eingerichtet werden sollte und durch aufsteigende Feuchtigkeit eines Wasserfalles und Gase einer Zellulosefabrik gelitten hatte, wurde durch Eisenbetonummantelung verstärkt. Die Einzelheiten der Rechnung und Bauausführung werden mitgeteilt. Mit Abb. Zeitschr. f. Betonbau 1914. Heft 12.

Neuzeitliche schmiedeeiserne Brückengeländer. Von Dipl.-Ing. O. Henkel-Magdeburg. Mit guten Abbildungen werden eine große Zahl neuerer Geländer aus Flacheisen vorgeführt. Der Brückenbau 1914. Heft 22.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Der Eisenbeton beim Bau der staatlichen Bewässerungsanlagen im westlichen Nordamerika. Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi, Graz. Armiertes Beton 1914. Nr. 12.

Gründungsarbeiten beim Neubau einer Fleischverkaufshalle in Halle a. d. S. Von Stadtbaumeister Dr.-Ing. Pietschmann, Halle a. d. S. Armiertes Beton 1914. Nr. 12.

Die Ufersicherungen unter der Levensauer Hochbrücke bei der Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Vom Großherzoglich badischen Regierungsbaumeister Walter Menningen in Kiel. Zur Durchführung der Kanalerweiterung unter den vorhandenen Hochbrücken, die erhalten werden sollten, waren größere Arbeiten zur Sicherung des Kanalquerschnittes erforderlich. Diese Arbeiten, die hauptsächlich in der Ausführung einer großen Abfangmauer bestanden, werden mit Abbildung eingehend beschrieben. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1914. Nr. 102 u. 103.

Die Regulierung des unteren Iserflusses. Mitgeteilt von Stan. Spacek, k. k. Ingenieur und Lokalbauleiter der Iserregulierung. In der Beschreibung, die mehr wasserbaulicher Art ist, ist das Kapitel der Uferbefestigung besonders bemerkenswert, weil hier eingehend eine neue Art der Befestigung in Beton und Eisenbeton angeführt wird. Mit Abbildungen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1914. Nr. 49 u. 50.

Das Gefrierverfahren. Von Regierungsbaumeister Rogge, Kiel. Mit Abbildungen wird eingehend dieses Verfahren für die Herstellung von großen und tiefen Baugruben im Grund-

wasser beschrieben und seine Verwendungsmöglichkeit beim Bau der neuen Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals besprochen. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1915. Nr. 2.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Stützmauer aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Kupfer. Die Berechnung und Konstruktion einer 60 m langen und 6 m hohen Winkelstützmauer aus Eisenbeton wird nach Konstruktion und Rechnung vorgeführt. Tonind.-Ztg. 1914. Nr. 151.

Eine amerikanische Betonstraße. Von Dipl.-Ing. Ernst Schick, technischer Konsulent für Eisenbetonbau in Wien. Mit Abbildungen wird die Herstellungsweise einer amerikanischen Landstraße mit Betondecke mit allen Einzelheiten wiedergegeben. Eingehend werden alle Anordnungen der Bauausführung, die zum guten Erfolg der Bauweise unbedingt notwendig sind, beschrieben. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914. Nr. 24.

Die Erweiterungen des Schnellbahnnetzes von Groß-New-York. Von Regierungsbaumeister Brugsch in Berlin-Wilmersdorf. In dieser Abhandlung werden unter anderem auch

die neusten Ausführungsarten viergleisiger ein- und zweigeschossiger Untergrundtunnel mit Abbildungen eingehend beschrieben. Deutsche Bauzeitung 1915. Nr. 1, 2, 4 u. 5.

Die Furkabahn. Mit Abb. werden in der Baubeschreibung auch eine Anzahl Kunstbauten — Stützmauern, Trockenmauern von Brücken — beschrieben. Schweizer. Bauztg. 1914. Bd. 64, Nr. 25 u. 26.

Einsturz eines Wasserbehälters. Die Ursachen über den Einsturz eines Reinwasserbehälters aus Eisenbeton werden mitgeteilt. Tonindustrie-Ztg. 1915. Nr. 4.

VI. Allgemeine Fragen.

Die technische und wirtschaftliche Bedeutung von Brücken, Schwebefähren und Tunneln unter Seeschiffahrtsstraßen. Von G. Goldberg, Ingenieur, Berlin-Lichterfelde. Verfasser bespricht diese Frage an der Hand der Berichte, die zu diesem Punkte von den Berichterstattern aller Länder auf dem 12. Kongreß des internationalen ständigen Verbandes für Seeschiffahrtskongresse abgegeben worden sind. Zum Schluß gibt er in kurzen Leitsätzen das Ergebnis. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1915. Heft 1.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Strafbare Nachlässigkeit beim Bau von Betondecken.

Urteil des Reichsgerichts vom 7. Januar 1915.

Leipzig, 7. Januar. (Nachdruck verboten) Die Ausführung von Betonbauarbeiten erfordert wegen der Eigenart ihres Baustoffes eine Reihe besonderer Sicherheitsmaßnahmen, deren Außerachtlassung eine erhebliche Gefährdung für den Bestand des Bauwerks und das Leben der darin verkehrenden Personen herbeiführen kann. Beachtenswert ist daher nachstehende Entscheidung des Reichsgerichts vom 7. Januar 1915:

Der Baumeister M. S. führte vom Herbst 1912 bis Frühjahr 1913 in Schweinfurt in der Schützenstraße 14 den Neubau eines Wohnhauses aus. Die Keller wurden mit Betondecken überdeckt, welche in der Höhe des Erdgeschosses lagen. Sie waren nicht gewölbt, sondern wagrecht als Betonplatten ausgeführt. Da somit kein seitlicher, sondern nur senkrechter Druck vorhanden war, waren keine Widerlager erforderlich und daher die Decken nur 25 cm breit auf den Mauern und auf der Lasche des Mittelträgers aufgestützt. Nachdem noch vor Weihnachten diese Betondecken fertig geworden waren, wurde wegen der Witterung die Arbeit eingestellt und erst Mitte Februar wieder aufgenommen. Die Verschalung der Betondecken ließ S. spätestens Anfang März entfernen. Als am Nachmittag des 10. März 1913 ein Bauarbeiter von einem benachbarten anderen Neubau des S. über die rechts vom Eingang befindliche Kellerdecke ging, um Bretter zu holen, die dort lagerten, brach die Betondecke nach wenigen Schritten durch, so daß der Mann durch das Loch hindurch in den Keller fiel und sich einen Rippenbruch und eine Leberverletzung zuzog. S. wurde daher wegen Baukunstvergehens und fahrlässiger Körperverletzung unter Anklage gestellt. Das Landgericht Schweinfurt hat ihn darauf am 8. Juli 1914 wegen Zuwiderhandlung gegen die anerkannten Regeln der Baukunst (§ 330 StGB.) zu 40 M. Geldstrafe verurteilt, jedoch von der Anklage der Körperverletzung freigesprochen.

Nach Annahme der Strafkammer hat S. guten Beton verwendet und die Verschalung erst dann entfernt, als der Beton bereits genügend erhärtet war. Ferner ist es auch kein Verstoß, daß er bei Wiederaufnahme der Arbeiten eine Belastungsprobe der Decken unterließ. Hingegen stellt das Landgericht auf Grund des Gutachtens eines Sachverständigen fest, daß S. einer Regel der Baukunst insofern zuwidergehandelt hat, als er es versäumte, für eine besondere Sicherung der Decken solange zu sorgen, als während des Baues schwere Lasten darüber hinweggeschafft werden mußten. Da die Decke des nächsten Geschosses zur Zeit des Unfalls noch nicht völlig geschlossen war und damit gerechnet werden mußte, daß von hier oben aus schwere Gegenstände auf die Betondecke des Kellers hinabfallen konnten, mußte diese irgendwie gegen die Durchbruchgefahr gesichert werden. Dies konnte einerseits dadurch geschehen, daß man die Verschalung und Rüstung bis zur Beseitigung jeder Gefahr stehen ließ, oder andererseits die Decke mit einer Sandschicht und Brettern belegte, um hierdurch die Wucht eines Aufpralls zu vermindern. Hierfür hat S. nicht ausreichend gesorgt, da er die Decke nur mit einer Sandschicht überstreuen, aber keine Bretter darüber legen ließ. Durch diesen Verstoß gegen eine allgemein anerkannte Regel der Baukunst ist Gefahr für andere entstanden, da, solange die Räumlichkeiten im Erdgeschoße noch nicht überdeckt waren, infolge Fehlens des Bretterbelags schwere Gegenstände vom ersten Stock herabfallen, durch die ungesicherte Decke hindurchbrechen und infolgedessen Unfälle entstehen konnten. Daß S. die vom Gericht festgestellte Baukunstregel nicht gekannt hat, entschuldigt ihn nicht, sondern beweist nur seine Fahrlässigkeit, da er die Pflicht hatte, sich um alle technischen Erfordernisse seines Gewerbes zu kümmern. Fahrlässige Körperverletzung lag hingegen nicht vor, da nicht erwiesen ist, daß der Unfall durch den Mangel jener Sicherheitsmaßnahme verursacht wurde.

In seiner Revision beim Reichsgericht berief sich S.

darauf, daß mehrere Sachverständige überhaupt jedes Verschulden verneint hätten und der einzige, der den Bretterbelag der Betondecken in Neubauten als Baukunstregel bezeichnete, ein Gewerberat, also gar kein Praktiker gewesen sei, und die angeblich verletzte Regel überhaupt nicht allgemein anerkannt werde. Das Reichsgericht verwarf jedoch auf Antrag des Reichsanwalts die Revision als unbegründet, da die Feststellung eines Verstoßes gegen eine Baukunstregel zur unanfechtbaren Beweiswürdigung der Strafkammer gehört und genügend dargetan ist, daß durch den Verstoß eine Gefährdung der Sicherheit entstand. (Aktenzeichen 1 D. 926/14.)

Drei Monate Gefängnis wegen fünf Minuten unerlaubten Sprengstoffbesitzes.

Urteil des Reichsgerichts vom 7. Januar 1915.

Leipzig, 7. Januar. (Nachdruck verboten.) Das Landgericht Limburg hat am 6. Juli 1914 den Betriebsleiter A. G. wegen Vergehens gegen §§ 1, 9 des Sprengstoffgesetzes vom 9. Juni 1884 zu 3 Monaten Gefängnis verurteilt auf Grund folgenden Sachverhalts:

G. war Leiter eines in der Gemarkung Maiberg gelegenen Steinbruches, welcher der Westerwald-Steinbruch-Gesellschaft m. b. H. gehörte. Die Sprengarbeiten in diesem Steinbruch führte ein Schießmeister aus, dem von der Polizei die Besitzerlaubnis für Sprengstoff erteilt war. G. selber besaß keine solche Erlaubnis. Am Nachmittag des 16. April 1914 kam der Betriebsleiter eines benachbarten, nur 50 m weit entfernten Steinbruchs zu G. und bat ihn, er solle einmal seinen Schießmeister mit Sprengstoff auf einen Augenblick herüberschicken, um eine Sprengung vorzunehmen. Da der Schießmeister jedoch stark beschäftigt war, ließ sich G. von ihm fünf Patronen Tremonit geben und ging zu dem Nachbar hinüber, schaffte den Sprengstoff aber gleich wieder zurück, da beim Nachbarsteinbruch niemand da war, der die Erlaubnis zu Sprengarbeiten besaß. Der ganze Vorgang hatte nur fünf Minuten gedauert. Wie die Strafkammer feststellt, hat G. innerhalb dieses Zeitraumes Sprengstoff unerlaubt im Besitz gehabt, wobei als Besitz nach

der Rechtsprechung nicht das zivilrechtliche Verhältnis im Sinne des Bürgerlichen Gesetzbuches, sondern schon das einfache tatsächliche Innehaben zu gelten hat. Die Behauptung des Angeklagten, daß er nur als Besitzdiener der Gesellschaft handelte, die nach § 8 einer Bekanntmachung des Regierungspräsidenten zu Wiesbaden Sprengstoff besitzen durfte, beruht auf unentschuldigbarem Strafrechtsirrtum. Tatsächlich hatte G. während der verhängnisvollen fünf Minuten keine Erlaubnis zum Sprengstoffbesitz und hätte daher besser getan, der Warnung seines Schießmeisters zu folgen, der ihm von der Sache abriet. G.'s Einwand, daß Tremonit nur ein Schießmittel sei, also zu der Gattung der Sprengstoffe gehöre, die nach §§ 1, 3 des Sprengstoffgesetzes durch Bundesratsverordnung für den Verkehr freigegeben sind, trifft nicht zu, da Tremonit nicht mit in dem Verzeichnis der freigegebenen Sprengstoffe aufgeführt ist.

Gegen seine Verurteilung legte G. Revision ein, mit der Behauptung, daß die besondere Eigenschaft des Tremonits als Schießmittel nicht genügend geprüft und gewürdigt sei; auf den Namen komme es nicht an, es hätte berücksichtigt werden müssen, daß das Tremonit von der Eisenbahn als gewöhnliches Stückgut befördert werde und nicht den sonstigen Beschränkungen für den Sprengstoffversand unterliege. Ferner sei es nach § 59 des Strafgesetzbuches ein durchaus entschuldigbarer Zivilrechtsirrtum, wenn er sich als Betriebsleiter für die Gesellschaft besitzberechtigt glaubte. Entgegen dem Antrage des Reichsanwalts, der nach der Rechtsprechung einen Irrtum über die Tragweite einer erteilten Besitzerlaubnis — nicht etwa auch über die Notwendigkeit der Erlaubnis überhaupt — für strausschließend hielt, hat jetzt das Reichsgericht die Revision als unbegründet verworfen. G.'s Einwand gehe fehl, da er einen Irrtum über die Besitzberechtigung in erster Instanz selber nicht ausführlich vorgebracht habe; eine Nachprüfung dieses Einwandes sei daher auch nicht erforderlich gewesen. Im übrigen stehe einwandfrei fest, daß der Angeklagte am 16. April unzulässigerweise im Besitz des Sprengstoffs Tremonit gewesen sei. (Aktenzeichen 1 D. 944/14.)

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Differentialgleichungen des Ingenieurs.

Von Dipl.-Ing. Dr. phil. W. Hort. Mit 255 Textfig. Verlag Julius Springer. Berlin 1914. Preis geb. 14 M.

Das Buch wird Mathematikern, die sich technisch, wie Technikern, die sich mathematisch orientieren wollen, mancherlei Anregung und Nutzen bringen. Der Verfasser beabsichtigt in erster Linie diejenigen Teile aus der Theorie der Differentialgleichungen vorzutragen, die in den Lehrbüchern der Differential- und Integralrechnung und beim Unterricht darüber zumeist nicht berücksichtigt werden und doch für technische Anwendungen wertvoll geworden sind. Er hat sich aber weiter entschlossen, nicht nur die überall behandelten Grundlagen der Lehre von den Differentialgleichungen mit ihren bekannten Anwendungen auf das Ingenieurwesen darzulegen, sondern auch die wichtigsten Vorbegriffe, zuerst den Integralbegriff, dann erst das Differenzieren vorzuschicken. Andererseits hat er auf dem Gebiete der Differenzengleichungen und der partiellen Differentialgleichungen darauf verzichtet, die Anwendungen ausführlicher darzustellen; hier wären Erweiterungen zu wünschen und die Durchführung von Rechenbeispielen aus der Praxis besonders verdienstlich, wie sie dem Verfasser als Techniker nahe liegen müssen.

Die einzelnen Teile des Buches stellen sich also verschieden zu der entscheidenden Grundfrage, wie die Anwendungen in die mathematische Theorie einzugliedern sind. Der Mathematiker, der in seiner Darstellung der Theorie die technischen Anwendungen betont, darf dabei den mathematischen Kern nicht preisgeben, er muß jene

Größe und Schönheit der Darstellung wahren, die in der Mannigfaltigkeit der Erscheinung die Wiederkehr derselben mathematischen Form erkennt. Daß z. B. die lineare Differentialgleichung zweiter Ordnung im selben Schema ebenso elektrische wie elastische Änderungen erfährt, das drängt allerdings zur Berücksichtigung dieser Anwendungen im mathematischen Zusammenhange, verhütet aber auch, sich in die technischen Einzelheiten zu verlieren, es sei denn, um den Grad der erreichten Annäherung aufzuweisen.

Ausführlich berücksichtigt der Verfasser die graphischen und die Annäherungsmethoden, die numerische Integration für Differentialgleichungen, sowie die Apparate zu mechanischer Ausführung der Rechnungen. Die Beispiele, an denen das Runge'sche Integrationsverfahren dargelegt ist, dürften nach dem Eindruck des Berichterstatters einen Techniker kaum zur Anwendung auf ernste Fälle verlocken. Bei der Entwicklung einer Funktion nach einer trigonometrischen Reihe fehlt das recht vorteilhafte Runge'sche Verfahren, die Rechnung anzuordnen.

Zum Schlusse seien noch die Anwendungen aus dem Ingenieurwesen bezeichnet, die der Verfasser bringt, mit Ausschluß derer, die Allgemeinheit der Lehrbücher sind: Spiegelkurve beim Stau eines fließenden Gewässers, wobei es sich freilich mehr um Kurvenuntersuchung und Auswertung eines Integrals handelt, als um eine Differentialgleichung; Grundwasserspiegel; Seilkurve; Formänderung eines Rohres, einer Platte, einer Eisenbahnschwelle auf nachgiebiger Unterlage, der Wandung eines Wasserbehälters; Regulator an der Dampfmaschine; Schiffschwingungen; Wärmeleitung in den Wandungen des Dampfmaschinenzylinders; Ausgleichsvorgänge in elektrischen Leitungen. Helm.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.